

مقدمه :

خلاصه ای که پیش روی شماست، خلاصه درس مکانیک خاک کتاب های انتشارات گاج چاپ ۱۳۹۲ و مکانیک خاک انتشارات سری عمران ۱۳۹۲ و خلاصه ی پی سازی کتاب سری عمران جدید چاپ ۱۳۹۲ می باشد.

به دلیل اهمیت درس مکانیک خاک و پی سازی در کنکور کارشناسی ارشد، تمام شکل ها در داخل جزوه با خط کش و بسیار منظم کشیده شده است. لازم به ذکر است که بیشترین وقت آموزشی بنده به تدوین این خلاصه ی با ارزش اختصاص یافته است. در تدوین این خلاصه سعی شده تمامی مطالب و نکات مهم درس نامه ها، تست ها، آزمون ها و همچنین مثال های مهم و کاربردی در داخل جزوه گنجانده شود.

امید است که مورد رضایت مهندسین عزیز واقع شود ...

به دلیل حجم بالای درس مکانیک خاک و پی سازی، سعی شود این خلاصه بارها و بارها دوره شود تا مطالب به خوبی به خاطر سپرده شوند.

در مورد نحوه ی خواندن درس مکانیک خاک و پی سازی و توضیح بیشتر در مورد این درس، پی دی افی آماده گردیده که پیشنهاد می شود قبل از مطالعه این درس آن پی دی اف نیز مطالعه شود.

لطفا هرگونه انتقاد و پیشنهاد در مورد این جزوه را از طریق ایمیل nce.rahimi@yahoo.com با بنده در میان بگذارید.

به امید موفقیت شما مهندسین عزیز در کنکور کارشناسی ارشد

مصطفی رحیمی

رتبه ۳۴ کنکور کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران سال ۱۳۹۴

آیا می‌دانستید با عضویت در سایت جزوه بان می‌توانید به صورت رایگان جزوات و نمونه

سوالات دانشگاهی را دانلود کنید؟؟

فقط کافیست روی لینک زیر ضربه بزنید



[ورود به سایت جزوه بان](#)

Jozveban.ir

telegram.me/jozveban

sapp.ir/sopnuu

جزوات و نمونه سوالات پیام نور



@sopnuu

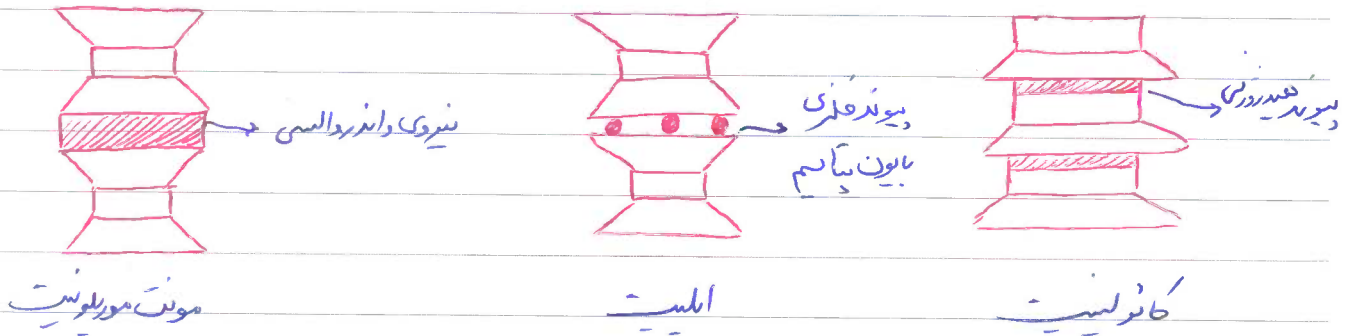
jozveban.ir

در سیستم سیم‌بندی متجدد و آستو، مرز عدایی در نسبت دانه و فرایانه عموماً 0.75 mm است، 0.075 mm است. همین ترتیب مرز عدایی شن و ماسه 4.75 mm و در سیستم آستو 2 mm است. برای عدایی لای و رس نیز سیستم آستو عموماً 0.075 mm (2 میکرون) را در نظر می‌گیرند، در حالی که سیستم سیم‌بندی متجدد در مرز عدایی برای عدایی لای و رس قابل‌قبول نمی‌شود. در سیستم متجدد مگر عدایی لای و رس، رفتار آن‌ها در برابر ضربه است.

کاتیون‌های سی

کاتیونیت، ایلیت و مونت موریلونیت (مونیوریلونیت) عمده‌ترین کاتیون‌های تشکیل دهنده رس‌ها هستند.

واحد های بنیادی کاتیونیت (SiO_2) و (Al_2O_3) هست و همچنین آب و یون‌های دیگر.



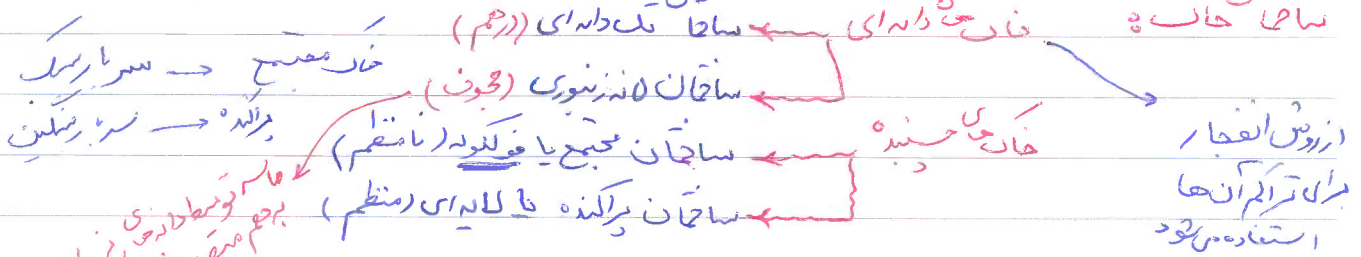
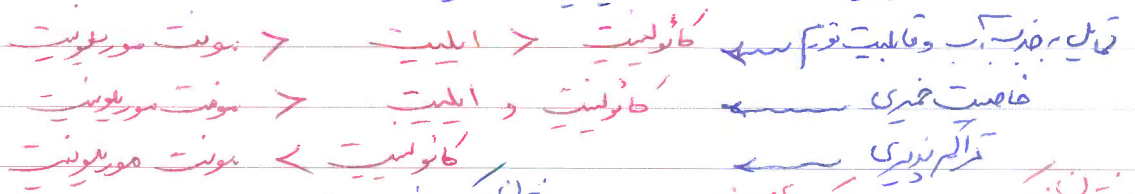
صفتی از زرد رنگی را هم می‌سینا (S) و صفتی را هم می‌سینا یا صفتی سیب (G) نیز می‌نامند.

نسبت سطح خارجی و داخلی	ضخامت (انگستروم)	ابعاد جانبی (انگستروم)	نوع کاتیون رس
10 تا 20	100 تا 1000	1000 تا 20000	کائولینیت
80 تا 100	50 تا 500	1000 تا 5000	ایلیت
800	10 تا 50	1000 تا 5000	مونت موریلونیت

آب فک بعضی عامل رفتار غیر عادی خاک رسی و آب آزاد باعث بروز خاصیت روانی آن است.

به علت نوع ترکیب سیمانی در آن ها، سطح ذرات در آن ها به هم می چسبند که این به معنی تمدد ناشی از جاذبه می باشد. این امر در بتن های آلو مینوم و سلیسک توسط امه ها، طرفت کمتر است. به سطح ذرات در بتن های آلو مینوم و سلیسک به خصوص در بتن های یون شبت و بتن های لایه مضاعف یا لایه دو طانه گفته می شود. تمام آب جانی که به وسیله نیروی جاذبه (ریگاس) در آن رسیده داشته می شود، آب لایه دو طانه گویند و به داخل ترین بخش آب لایه دو طانه، آب جذب بعضی گفته می شود.

مهم: فعالیت موثر بتن ها از قبیل یکنواختی در بتن و فعالیت کاتولیت ها از جمله گفته است. در آن لغت موثر موثریت در فعال، کاتولیت در غیر فعال و ایلیت در بتن فعال است.



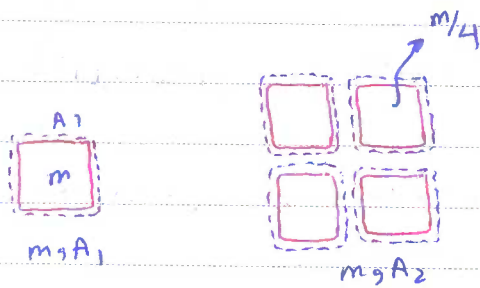
ساختار مجتمع در خاک های چسبیده زیاد اتفاق می افتد که برای آن نیروی الکتریکی بین ذرات جاذبه باشد (سخت است به دستش و سهل شود) در طرف مقابل هنگامی که برای آن نیروی مذکور دافعه است، ساختار خاک چسبیده، برانگیزه خواهد بود. ساختار دانه ای تراکم پذیرتر از ساختار مجتمع است. مقاومت برشی خاک بر اساس مقاومت برشی آن، سافت برانگیزه است.

تولید خاک:

وزن هوا = W_a	هوا	حجم هوا = V_a	حجم فضایی خالی = V_v	حجم کل = V
وزن آب = W_w	آب	حجم آب = V_w		
وزن دانه های جامد = W_s	دانه های جامد	حجم دانه های جامد = V_s		
وزن کل = W				

سطح مخصوص:

سطح جانبی ذرات بر دایره‌ها بر سطح مخصوص می‌مانند.

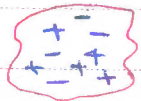


$$\text{سطح مخصوص} = \frac{\text{سطح جانبی ذرات}}{\text{جرم}} = \frac{A}{m}$$

Result سطح مخصوص ریزدانه‌ها << سطح مخصوص ذرات بزرگ‌تر

ساختار خاک‌ها:

دانه سه بعدی



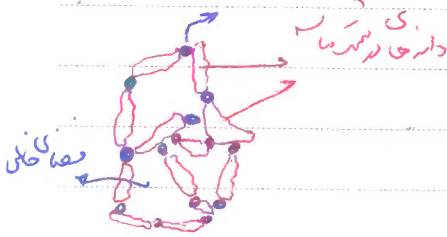
① **دانه سه بعدی:** از دانه‌های سه بعدی حتی تشکیل شده اند



① **ساختار تک دانه‌ای یا درهم یا یک سائری:**

دانه‌ها به صورت تک تک کنار هم قرار دارند و هر دانه به وسیله دانه‌های اطراف احاطه شده است.

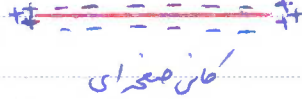
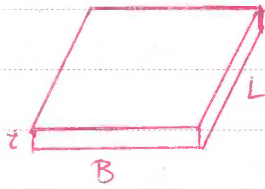
رس



② **ساختار لانه زنبوری یا محوف:**

دانه‌های اصلی از دانه‌های درشت‌تر ساخته شده است و این لانه‌ها توسط مپ طبیعی از زمین رس یا سلت هندی به جهت سطح‌های زنجیری بهم متصلند. نسبت به ساختار تک دانه‌ای کوچک‌تر و متخلخل‌تر است.

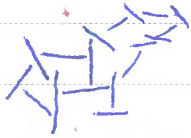
نکته مهم: اگر در آن وجود آب زیاد هیچ‌چیزی بین دانه‌ها حسسه شود ساختار محوف به ساختار تک دانه‌ای تبدیل می‌شود.



ب) مساحت جانب‌های برزخانه:

واحد تولید رنده آن‌ها کانی‌های صغیر است

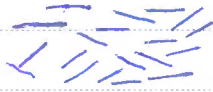
بر روی سطح بار منفی دارند و در دو انتها بار مثبت



۱) مساحت رنده ای یا فلوکول یا مجمع:

برای نیروی داخلی بین ذرات به صورت حاره است

کانی‌ها از گوشه مثبت خود به صفحات منفی کانی مجاور می‌چسبند



۲) مساحت برزخانه:

در اثر فشارها برای کانی‌های رسی به صورت خوابیده بر روی

بلکه بر قرار می‌گیرند

تمام ذرات با بله‌گر بیشتر است و بر این نیروی داخلی به صورت رافعه است

نسبت رافعه مهم نه

مقاومت برشی ← مساحت مجمع ← برزخانه

تراکم برزخی (رفاه نام) ← مساحت برزخانه ← مجمع

نسبت (رفاه زیاد) ← مساحت مجمع ← برزخانه

که همان است

روابط مربوط به رطوبت خاک

$$\begin{cases} G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \\ \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \end{cases}$$

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

G_s : جرمی دانده خاک

خاک نریالی $2.18 \leq G_s \leq 2.72$
آبی $G_s < 2$

$$\gamma_w = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 1 \frac{\text{grf}}{\text{cm}^3} = 9.806 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \approx 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

روابط مربوط به فضای خالی خاک

تخلخل (پوکی) $n = \frac{V_v}{V}$

نسبت تخلخل (نشانه e) $e = \frac{V_v}{V_s}$

رابطه

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$e = \frac{n}{1-n}$$

رصد هوا $A = \frac{V_a}{V}$

روابط مربوط به حضور آب در فضای خالی خاک

درصد اشباع $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

$w = \frac{W_w}{W_s}$ میزان رطوبت

$$w G_s = S_r e$$

زمانی که خاک اشباع گردد، $S_r = 1$ بوده و میزان رطوبت را با w_{sat} نشان می‌دهیم. ماژیم مقدار درصد اشباع رخداد برابر یک است، این در حالی است که میزان رطوبت، بسته به نوع خاک می‌تواند از یک هم بیشتر باشد.

وقتی خاک اشباع باشد

$$w_{sat} = \frac{e}{G_s}$$

رابطه دوم برای درصد هوا

$$A = n(1 - S_r)$$

$$w = \frac{V_w}{V_s \times G_s}$$

رابطه وزن مخصوص ها:

$$\gamma = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \gamma_w$$

یا

$$\gamma = \frac{G_s + S_r e}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{G_s(1-A)}{1+w G_s} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{W_w}{w \cdot V}$$

$$\gamma = \gamma_d + S_r (\gamma_{sat} - \gamma_d)$$

رابطه بین وزن مخصوص مطلق و وزن مخصوص

$$S=1 \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V} = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w$$

در حالت اشباع می توان وزن مخصوص غوطه خور خاک را از تقسیم وزن غوطه خور (طراحی) خاک بر حجم طاق بدست آورد:

$$\gamma' = \frac{W'}{V} = \gamma_{sat} - \gamma_w \rightarrow \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n \gamma_w$$

$$\gamma_d = \gamma_s \left(\frac{V_s}{V} \right) = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

نکته: اگر مقدار آب نام جهت اشباع نمودن یک توده خاک را با آن مانده حجم آن بدست آوریم، دوروش وجود دارد.

1) حجم هوای موجود را بدست آورده و با ضرب کردن آن در وزن مخصوص آب، وزن آب نام جهت اشباع کردن خاک را می یابیم.

2) وزن خاک در حالت اشباع را بدست آورده و پس از آن وزن خاک موجود را از آن کم کنیم.

$$CI = \frac{LL - w}{PI}$$

در صورتی که در طاق

نکته: اگر دو خاک با ضریب های ω_A و ω_B را با هم مخلوط کنیم و بخواهیم حاصل مخلوط دارای رطوبت ω شود، در آن صورت نسبت حجم این دو خاک قبل از مخلوط شدن برابر است به:

$$\frac{V_A}{V_B} = \left[\frac{\omega_B - \omega}{\omega - \omega_A} \right] \left(\frac{\gamma_{dB}}{\gamma_{dA}} \right)$$

نکته مهم (1): اگر به دنبال تغییر در حجم خاک، رطوبت آن، تغییر در حجم، چون وزن دانه ها جامعه و حجم خاک تغییر نمی کند، وزن مخصوص خشک خاک نیز ثابت خواهد ماند در این حالت:

$$\frac{\gamma_1}{1 + \omega_1} = \frac{\gamma_2}{1 + \omega_2}$$

نکته مهم (2): اگر تغییر در حجم خاک رطوبت آن، تغییر در حجم، در آن صورت با هم وزن دانه ها جامعه و تغییر نمی کند. در این حالت:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{\gamma_{d1}}{\gamma_{d2}} = \frac{1 + e_2}{1 + e_1}$$

نکته مهم (3): یک نمونه خاک با رطوبت ثابت، زائده به افزودن مخصوص خشک خودی رسیده تا یک حوالی آن در اثر تراکم خارج شده باشد. در این حالت ω و ω_{sat} ثابت است.

دانشیه نسبی: معیاری است که توسط آن وضعیت تراکم خاک نسبت به تراکم بیش دست در این حالت آن سفیدی شود.

نسبته نسبی $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

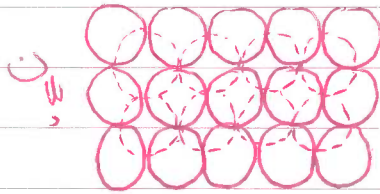
حالت $e = e_{max}$ $D_r = 0$

حالت $e = e_{min}$ $D_r = 1$

برای $0 \leq D_r \leq 1$

که از جداول تراکم $0.7 \leq D_r \leq 0.8$

در توده خاک میانه‌ها را آن دروی و عم انداز می شوند در آن صورت:



$$e_{max} = 0,91$$

$$e_{min} = 0,35$$

فرم (رأسیه) سی را می توان به این خصوصیت در آن دانه

$$Dr = \left(\frac{\delta_d - \delta_{dmin}}{\delta_{dmax} - \delta_{dmin}} \right) \left(\frac{\delta_{dmax}}{\delta_d} \right)$$

آرایش های فایده نبری خاک:

۱) آلال و

رابطه تجربی جهت تعیین بعد حبه آلال

$$d_{mm} = 0,75 \left[\frac{25,4}{NO_n} \right]$$

شماره آلال

آلالها	0,075 mm	→	آلال شماره 200
	4,75 mm	→	آلال شماره 4
	2 mm	→	آلال شماره 10
	0,15 mm	→	آلال شماره 100

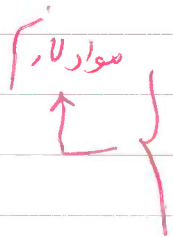
آرایش هیبریدی:

برای اصل ته نشین ذرات خاک

(4) 50 گریم نمونه خاک که از آلال شماره 200 عبور کرده است

(2) ماده خالص ذرات خاک از نظر گریم که در آرایش هیبریدی هزارها منافذات سیم است

(3) آب سورا



ایزاس هیپرومتری؟

۱) قانون استوکس مخصوص ذرات درونی است. در حالی که ذرات ریز به طرفه در این ایزاس اغلب کانیهای

صغیرای هستند.

۲) در ذرات کوچکتر از 2mm یا 0.075mm قانون استوکس همان است. در این حالت مرتب «براونی» مولکولی آب مانع از سقوط ذرات نیر می شود.

چاره امتری منفی دانه بندی؟

۱) اندازه موثر:

اندازه موثر همان را با D_{10} نشان می دهیم، زبیرترین قشری است که 10 درصد از این ریزترین

۲) ضریب کلوفاصی؟

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{60} معیاری برای مقایسه لقیب درست دانه خاک و D_{10} معیاری برای

مقایسه حجم ریزدانه خاک است. بنابراین هر چه D_{60} بزرگتر و D_{10} کوچکتر باشد، نشان دهنده آن است که گسترش منفی بیشتر بوده و براندگی ذرات خاک در محدوده وسیع تر است.

براندگی تر $\rightarrow C_u \uparrow$

۳) ضریب انحصار:

نشان دهنده ی ضریب انحصار منفی دانه بندی است.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

معنی A که محاسب بوده و فرودانه بیشتری دارد، دارای D_{30} کمتر و

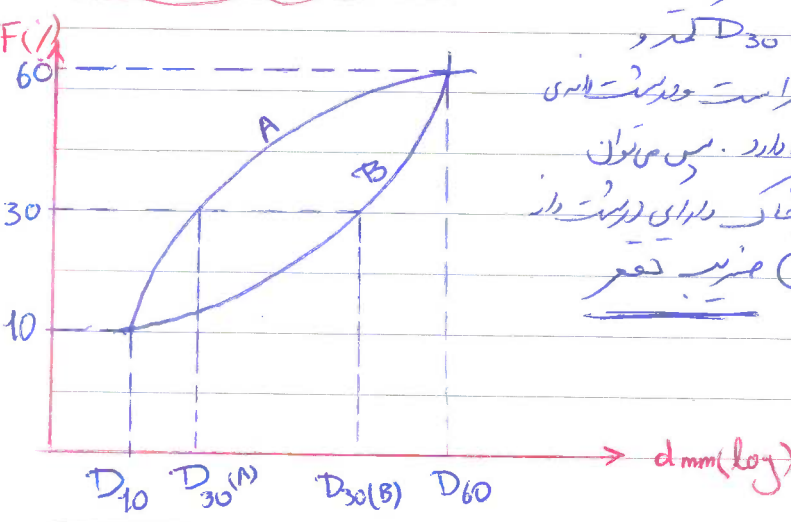
ضریب انحصار کوچکتری است ولی معنی B که معقراست و درشت تری

شبهه ای دارد، D_{30} بیشتر و ضریب انحصار فراتری دارد. پس می توان

گفت هر چه C_c بزرگتر باشد، معنی معقرا تر خاک دارای درشت تر

شبهه ای است. به همین دلیل خاص اوقات به این ضریب تفر

نیز می گویند.



تاریخ: ۳ شهریور ۱۳۹۷

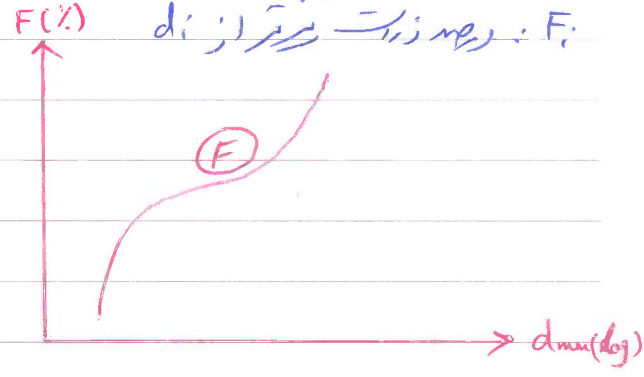
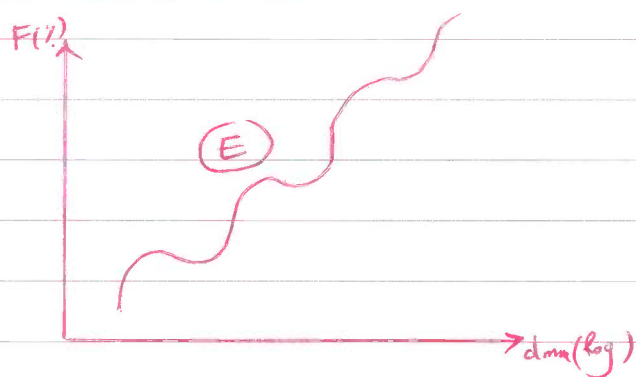
- ۱ ≤ C_c ≤ 3 و C_u ≥ 6 : ماسه خوب دانسته شده است
- ۱ ≤ C_c ≤ 3 و C_u ≥ 4 : شن خوب دانسته شده است

C_c و C_u برای خاک حالی که درصد ریزدانه‌های آن‌ها از ۱۲ درصد بیشتر است و خاصه کاربرد مهندسی است

معنی دانسته شده آل (عولت) :

خاصیت فیزیکی از خاک خوب دانسته شده است
 d_i: اندازه ذرات خاک
 d_{max}: اندازه بزرگترین ذره خاک
 F_i: درصد ذرات ریزتر از d_i

$$F_i = \sqrt{\frac{d_i}{d_{max}} \times 100}$$

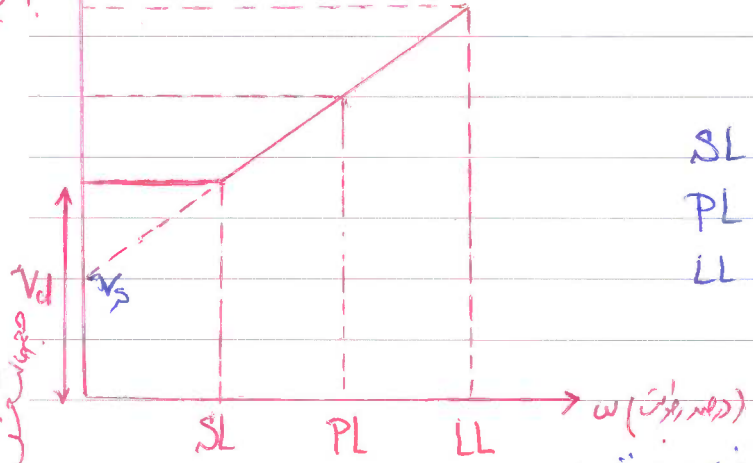


معنی (E): خاک با دانسته شده منفصل که در آن بعضی از اندازه‌های خاک را اندازه‌گیری نمی‌کنیم داریم.
 معنی (F): خاک با دانسته شده منفصل که خاصه (بازارهای درصد کمی از) دانسته شده متوسط است و در آن خاک میان برخی گفته می‌شود.



حدود آتریپتون :

- جامد به نیمه جامد : حد در انقباض SL
- نیمه جامد به حالت خمیری : حد خمیری PL
- خمیری به روان : حد روان LL



$$PI = LL - PL$$

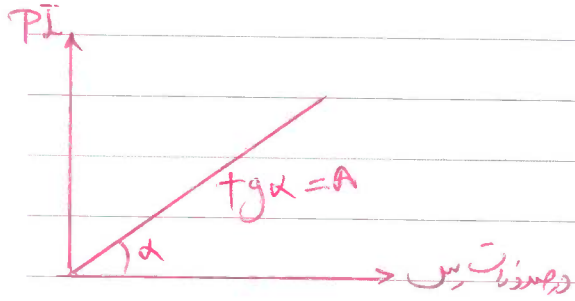
دامنه خمیری یا اساز خمیری

نکته مهم: نسبت سی به خاک همیشه در وضعیت طبیعی راس توان توسط نسبت به نشان مایع یا نشان روان (LI) نامیده می شود. بیان کرد. نشان مایع در حالت نشان فیزی به میزان رطوبت خاک در محل (w) سی دارد.

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL}$$

* در صد انقباض خاک تقریباً اشیخ است

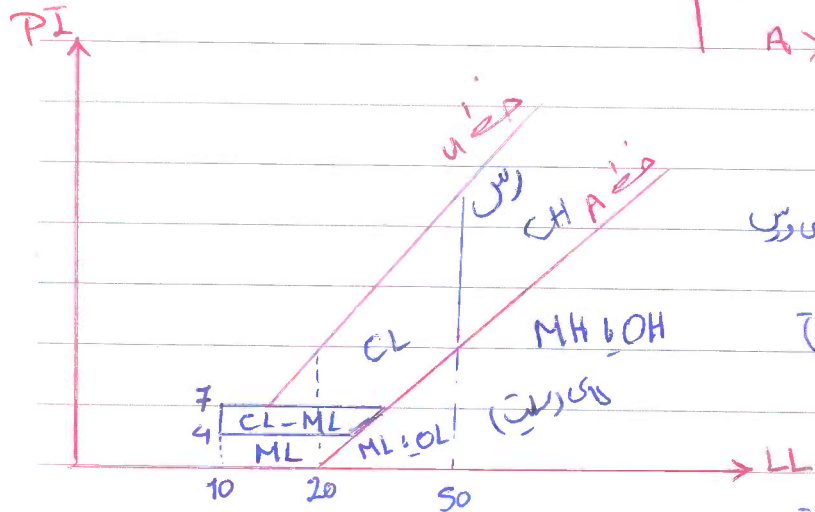
نکته مهم 2: نسبت نشان فیزی به خاک همیشه به (رطوبت) در راس سی کوئرتز از 2 میلیون عدد فعالیت (A) نامیده می شود.



$$A = \frac{PI}{LL}$$

(رطوبت سی در راس سی کوئرتز از 2 میلیون)

- $A < 0.75$ → کانسی غیرفعال (فائولیت)
- $0.75 < A < 1.25$ → کانسی نیمه فعال (ایلیت)
- $A > 1.25$ → کانسی فعال (مونت مولونیت)



خط A → $PI = 0.73 (LL - 20)$

خط U → $PI = 0.9 (LL - 8)$

$PI < 4$ سی خاک رطوبت M (ایلیت) قرار دارد.

$4 < PI < 7$ ← نوع خاک نرزدانه سنگین به موقعیت نسبت به خط A دارد.

$PI > 7$ ← سنگین به موقعیت نسبت به خط A دارد.

نیت تحلیل خاک در حالت سیل

آرایش معین حد انقباض :

$$W_{SL} = \frac{e}{G_s} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G_s}$$

← برای بدست آوردن روابط حد انقباض ←

صفت‌های خاک ها:
1) نسیم آستو:

1) ملاک جدايي درخت رانه و بزرگانه از هم، الك شماره 200 است. المرده رانه نيز از الك شماره 200 بيشتر از 35 درصد جل رانه معكافك باشد. در آن صورت بزرگانه و در غير آن صورت درخت رانه است.
2) بزرگين شن و ماسه از هم الك شماره 10 (2mm) است.

- 3) 8 رده طبقه: A-8 - A-7 - A-6 - A-5 - A-4 - A-3 - A-2 - A-1
- A-1: قلوه شن ماسه ها
 - A-2: شن ماسه ها
 - A-3: لای گریز
 - A-4: لای رانه
 - A-5: لای با صردانی
 - A-6: شن با صردانی
 - A-7: لای صردانی
 - A-8: لای خالی

2) نسیم معقد (USCS):

1) ملاک جدايي درخت رانه و بزرگانه ← الك نمرة 200 در صردانی
 2) ملاک جدايي شن و ماسه از هم، الك شماره 4 (4.75mm) است.
 (مثلا از 50 رانه درخت رانه) / (بیشتر از 50 رانه بزرگانه)

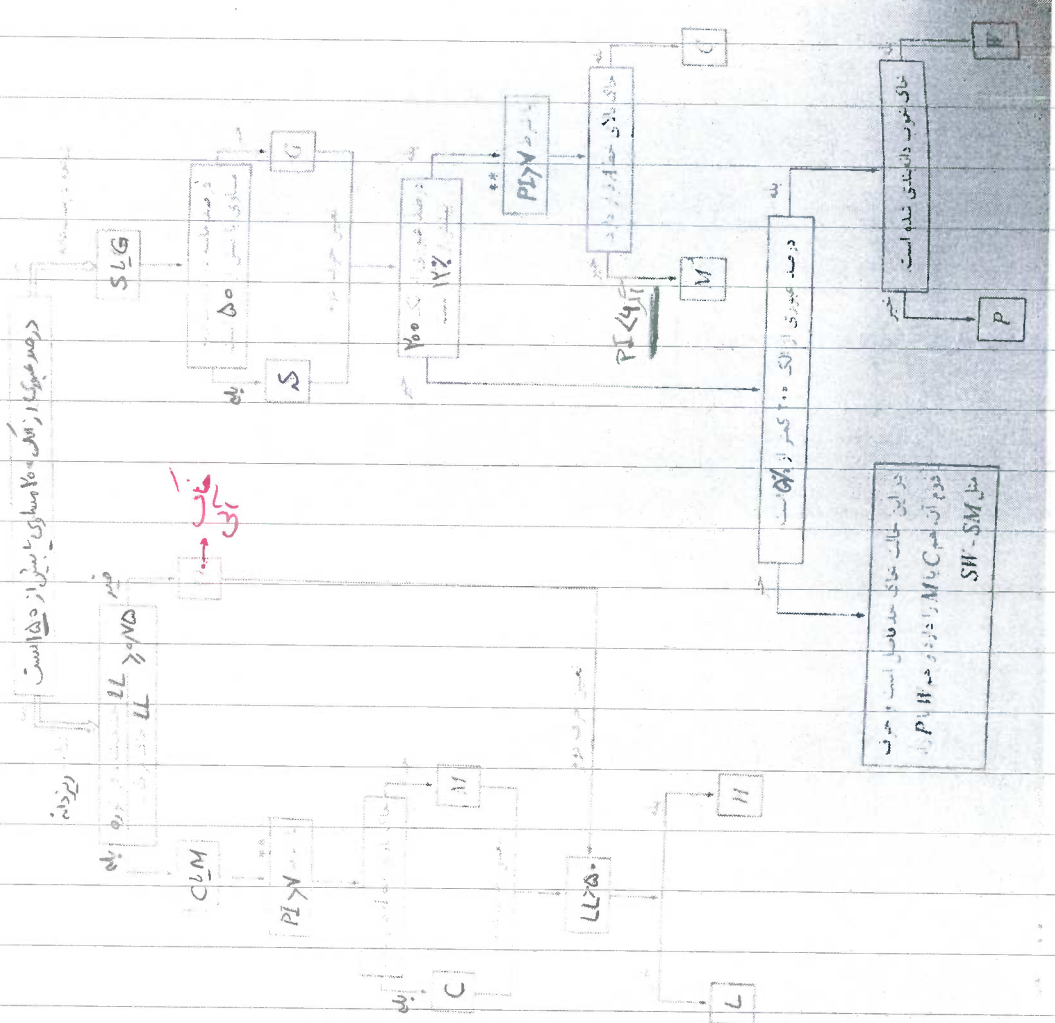
$$F_4^* = \left(\frac{F_4 - F_{200}}{100 - F_{200}} \right) \times 100$$

مهم ← مقدار ماسه در درخت رانه ←

F_4^* ← درصد ماسه در درخت رانه
 F_4 ← درصد عبور از الك 4

- W - خاک خوب رانه بیزی شده
 - P - خاک بد رانه بیزی شده
 - C - خاک رس رانه
 - M - خاک لای رانه
 - L - خاک با صردانی (یا فسیل فیزی) با رس
 - H - خاک با صردانی (یا فسیل فیزی) با رس
- (سن (G)
 ماسه (S)
 لای (M)
 رس (C)
 خاک آبی (O)

صفحه ۱
صفحه ۲
صفحه ۳
صفحه ۴
صفحه ۵
صفحه ۶
صفحه ۷
صفحه ۸
صفحه ۹
صفحه ۱۰



الگوریتم‌ها در برد، SC-SP منظور خازن مدار است.

نقطه: ویژگی عمیق، میزان قابلیت بردار از تغییرات بار است، بدون تغییر عبور بدون ترک خوردن
حافظه‌ها در آن‌ها هستند، توصیف می‌کنند.

$$SL = \left[\frac{W_1 - W_2}{W_2} - \frac{(V_i - V_d) \times W_d}{W_2} \right] \times 100$$

همه اولیای خود
همه قدری هستند
همه قدری هستند

تراکم خاک:

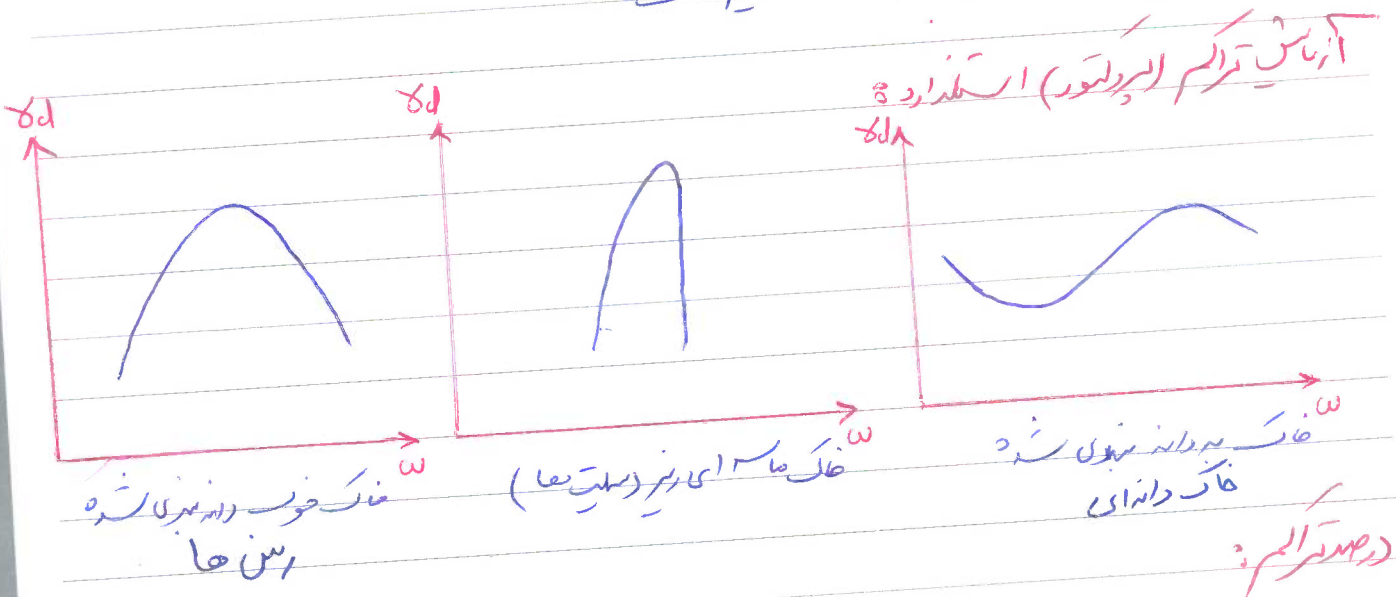
تراکم خاک باعث افزایش مقاومت برشی و همچنین افزایش پایداری خاک می‌گردد. علاوه بر این، کاهش نسبت بزرگی خاک نیز از نظر فواید تراکم است.

انواع مختلف خاک: تراکم با سبیل توکم خاک چهار دسته است یعنی دو

مراج فولادها برای خاک های درخت دانه ی خوب دانه بندی شده و نیز دانه غیر خنثی ارتعاشی و نیز انبوه ها ماسه های کوبیده و لای در

خاکه نری دانه بندی خنثی و غیر خنثی، خاک های درخت دانه ی بیش از 20٪ نیز دانه دارند. هیچ لاستیکی کوبیدن بیشتر خاک های درخت دانه و نیز دانه

کفست های کوبیده برای خاک های درخت دانه یا کمتر از 20٪ نیز دانه تراکم ریاستی برای لایه های صنم خاک



$$RC (\%) = \left(\frac{\delta d}{\delta d_{max}} \right) \times 100$$

می‌تونه از ۱۰۰٪ کمتر باشه

نکته: وقتی دو سمت از یک خاک را با هم مخلوط می کنیم فرکانس مخصوص فصل کل به سمت زیرین حرکت می کند

$$d \text{ لا محدود} = \frac{W_{S1} + W_{S2}}{V_1 + V_2}$$

حوایل موثر در ترانسم:

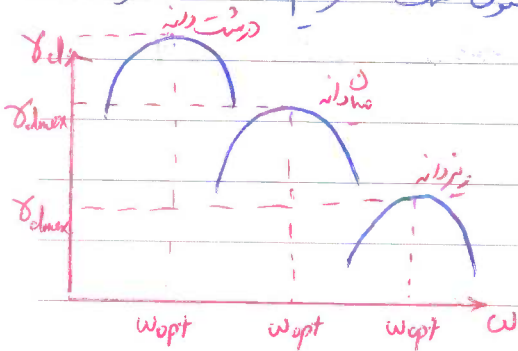
1) انرژی ترانسم:

با افزایش انرژی ترانسم میزان رطوبت پسته کاهش می دهد و به مقدار فرکانس مخصوص فصل ما در تمام خاک این مشاهده می شود

2) نوع خاک:

خاک درخت و در ترانسم بهتر کار می کند و با سایر خاک ها دارد.

در ترانسم فرکانس و وزن آب می ماند و حجم تغییر می کند



$$W_{opt} \times \delta_d \times V = W_1 \delta_{d1} V_1 + W_2 \delta_{d2} V_2$$

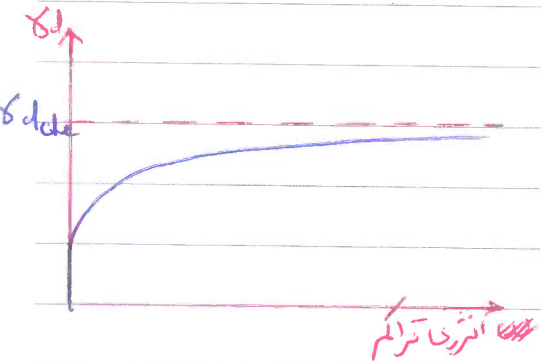
با افزایش انرژی ترانسم فرکانس مخصوص فصل از فرکانس می شود

و همان افزایش تا آنجا که مشخص از مقدار و بعد از آن δ_{dmax}

نهایت مشاهده می شود و این به میزان مشخص روی

خاک وارد می شود

همه ترانسم بیشتر می شود ← نمودار ربع ترانسم می شود



نکته مهم: در مسائل با فرضه و طرف با هر سیر و طه زیرین داریم

$$\frac{V \text{ اجزای درخت}}{\delta_d \text{ اجزای درخت}} = \frac{V \text{ قرضه}}{\delta_d \text{ اجزای درخت}}$$

$$RC \times \delta_{dmax} \rightarrow \frac{\delta}{1+\omega} = \frac{G_s \delta_s}{1+e}$$

* در این سیر با افزایش رطوبت معادل K_p این تنش برقی تحمل می کنند

کسرتل تراکم 3

برای یک میزان مطلوب معلوم، وزن مخصوص فنس در اثر خاک زیاد به سمت صفر میل می‌کند و در نهایت آن ناپدید می‌گردد. در این حالت خاک اشباع و $S_r = 1$ است.

$$e = \omega G_s$$

کسرتل تراکم معنی لری صفت دو شرط زیر:

- (1) معنی تراکم باید به گونه‌ای باشد که قله‌ای آن بین منحنی خاک اشباع و $S_r = 0.95$ قرار گیرد.
- (2) d_{60} برای وزن و d_{10} برای خاک در طاقچه گونه‌ای باشد که به صورت تراکم تعیین شده به مقدار مورد نظر رسیده باشند.

سود 1 یعنی S_r خاک را در طبیعت تهیه و d_{max} را به دست آورده و با کسرتل باید بین $S_r = 0.95$ تا 1 در حد باشد.

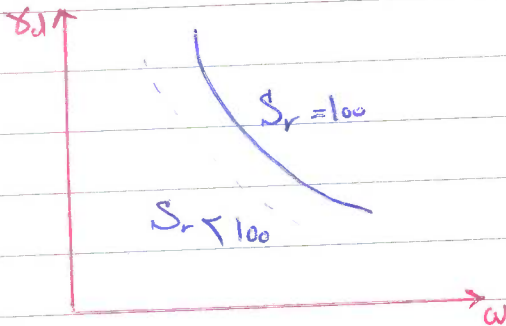
نکته غالب: در ω_{opt} خاک الزاماً اشباع نمی‌باشد، بنابراین نباید d_{max} را آنجا به دست آورد که حاصل از تراکم تراکم است را d_{max} که نشان اشباع بودن نمونه است بکنی دانست. d_{max} را آنجا که تراکم تراکم نمی‌در مقایسه با نمونه‌ها را بکنی دانست، در حالت d_{max} که نشان اشباع بودن نمونه است، تراکم تراکم مطلق بوده و مربوط به یک نمونه است.

حالب تر: هیچ منحنی تراکمی نمی‌تواند آن منحنی ZAV قرار گیرد زیرا $S_r = 100$ بین در حد اشباع است.

منحنی هوا رصفر (ZAV) 3

منحنی حاصل از تراکم معادله زیر را منحنی هوا رصفر تولید می‌کند. (خاک اشباع $S_r = 1$)

$$\chi_{dmax} = \frac{G_s \omega}{1 + \omega G_s}$$



حال اگر حجم اجزای مورد تراکم اشباع شود ($A \neq 0$) در حد هوا

$$\chi_d = \frac{G_s (1 - A_0) \omega}{1 + \omega G_s}$$

فصل دهم: حرکت مایع در آب و در صورت

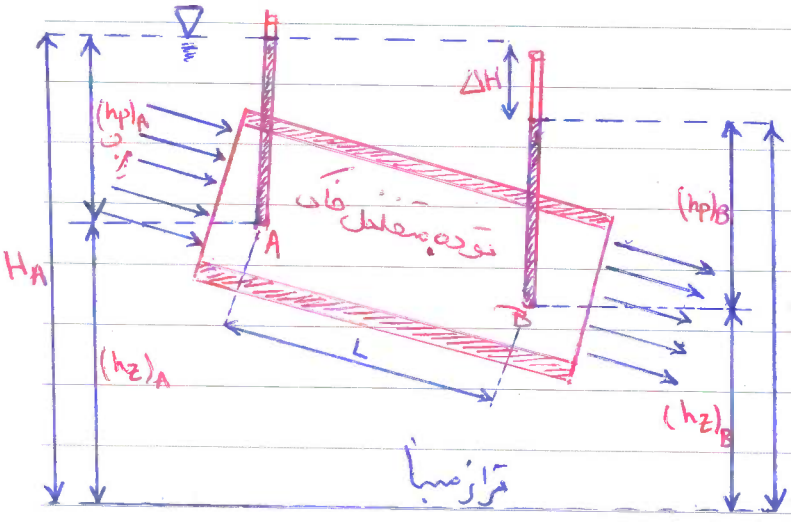
حرکت آب در لوله

$$H = h_z + h_p + \frac{v^2}{2g}$$

H : انرژی کل در واحد وزن مایع در آب یا هر مایع دیگر
 h_z : انرژی پتانسیل در واحد وزن آب یا هر مایع دیگر
 h_p : انرژی فشاری در واحد وزن آب یا هر مایع دیگر
 $\frac{v^2}{2g}$: انرژی جنبشی در واحد وزن آب یا هر مایع دیگر
 چون سرعت آب در لوله ثابت است پس داریم:

$$H = h_z + h_p = h_z + \frac{4}{8\omega}$$

مشارک آب مفروضی و



برای مایع لسیلی آن وزن مخصوص آب را در ارتفاع ستون آب در سنج و متر ضرب می کنیم
 * اختلاف ارتفاع ستون آب در دو سنج متر
 * تفاوت اختلاف جابجایی بین دو نقطه است
 که اگر آن را در وزن مخصوص آب ضرب کنیم
 اختلاف فشار آب مفروضی بین دو نقطه به دست می آید

جا را می بل:

فاصله سطح آب در هر سنج متر تا قرآز صیبا، جا را می بل که سنج متر در آن قرار دارد (H)

گرادیان هدیدرولگی یا شیب آبی:

الرافت جابجایی بین دو نقطه (ΔH) را بر وزن فاصله ای آن ها از هم (L) تقسیم کنیم در آن صورت
 افت انرژی به صورت هدیدرولگی در هر واحد فاصله ای که در آن هدیدرولگی شوند

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$

↑ شیب جریان
 ↑ سرعت جریان

مجموعه برای بیا انرژی دانه ذرات (h) از لایه برآید یا بتائیل ای استناد می شود.

$h_t =$ (بیار آبی کل) حد کل
 $h_e =$ (بیار آبی ارتفاع) حد ارتفاع
 $h_p =$ (بیار آبی فشار) حد فشار آب
 $h_v =$ حد سرعت

$\Rightarrow h_t = h_e + h_p$: حد فشار + جابجایی ارتفاع = حد کل
 حد فشار + حد ارتفاع = حد کل

دفعه ذراتی خاک ها و

\uparrow هر چه صفات موجود خاک \Rightarrow دفعه ذراتی خاک (K)
 \uparrow هر چه ارتباط بین حفرات خاک

\uparrow هر چه دفعه ذراتی خاک
 حرکت آب در درون خاک آسان تر
 سرعت حرکت آب در خاک بیشتر

دفعه ذراتی خاک ها به عوامل بستگی دارد: مشخصات کلی عبوری و مشخصات سیال عبوری

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \times \bar{k}$$

k : دفعه ذراتی خاک (cm/s)
 \bar{k} : دفعه ذراتی مطلق خاک ها (cm²)
 η : گرانروی (ویسکوزیته) سیالین آب (N/cm² x s)

دفعه ذراتی مطلق خاک ها و

علاوه بر این فاکتور دانه های خاک و مسافت طول و دفع درون توده های خاک مربوط است. یعنی به مشخصات سیال عبوری وابسته است.

- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$ حفرات خاک بیشتر
- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$ خاک گریزگوشه تر
- $\downarrow \bar{k} \leftarrow$ سطح زده خاک بیشتر
- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$ خاک درشت دانه تر
- (گوشه های تیز مانع حرکت آب خواهد بود)
- (سطوح زبر یا اصطکاک خود مانع حرکت آب می شوند)
- (ارتباط حفرات خاک ها در جهت دانه بیشتر است)

با افزایش دما، به دلیل افزایش ویسکوزیته، حرکت آب آسانتر بوده و K افزایش می‌یابد. می‌توان بین ضریب نفوذپذیری حالت در دو دما مختلف رابطه برقرار نمود:

$$\frac{K_{\theta_1}}{K_{\theta_2}} = \frac{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_1} \times \bar{K}}{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_2} \times \bar{K}} = \frac{\delta_w \theta_1 \times \eta \theta_2}{\delta_w \theta_2 \times \eta \theta_1}$$

هواره، افزایش رطوبت اشباع (S_r)، نفوذپذیری خاک حاصله بتدریج افزایش می‌یابد و برای یک خاک مشخص حداکثر نفوذپذیری (K_{max}) در رطوبت اشباع $S_r = 100\%$ خواهد بود.

- نکته:
- (1) به ضریب نفوذپذیری K ← ضریب تراوایی و ضریب نفوذپذیری ضریب نفوذپذیری نسبی می‌گویند.
 - (2) به ضریب نفوذپذیری مطلق K ← ضریب انتقال هیدرولیک می‌گویند.
- سرعت حرکت آب در خاک:

$$V = \frac{L}{t}$$

$$V_s = \frac{L}{t}$$

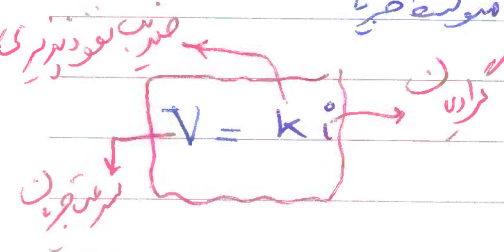
$$V_s = \frac{V}{n}$$

رابطه بین سرعت تراوایی و سرعت واقعی

سرعت متوسط (سرعت اسمان)

سرعت واقعی (سرعت تراوایی)

چون $n < 1$ ← سرعت واقعی جزء سرعت متوسط است



قانون داری 3

محدوده اعتبار قانون داری برای چرخ آبی است که عدد رینولدز آن بین 10 تا 100 است.

دبی میان:

$$Q = KA \left(\frac{\Delta H}{L} \right)$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} = 1000 \text{ lit}/\text{s} = 10^6 \text{ cm}^3/\text{s}$$

تعیین نفوذپذیری خاک :

$$k = m D_{10}^2$$

mm

$$0.4 < m < 1.4$$

(1) رابطه‌های هازن (هترین) :
برای خاک‌های ماسه‌ای بکثرت
کاربرد دارد.

$$k = \alpha \frac{e^p}{1+e}$$

$p=3$

(2) رابطه کوژنی - طارما :
خاک‌های ماسه‌ای و گروسی در ریزش‌های
کلی تکامل یافته کاربرد دارد.

α - به صورت تجربی بدست می‌آید

خاک‌های ناهمسان و ناهمگن :

- (1) خاک‌های همسان و ناهمسان : خاک‌های همسان از نظر توزیع ذرات و ناهمسان از نظر توزیع ذرات، در یک نقطه در تمام جهت‌ها همسان باشد در غیر این صورت ناهمسان
 - (2) خاک‌های همگن و ناهمگن : خاک‌های همگن ظاهرش ناهمگن گویند که مشخصات آن مثل ضریب نفوذپذیری، در یک جهت در تمام نقاط یکسان باشد، در غیر این صورت خاک ناهمگن
- برعکس از خاک‌های ناهمگن خاک‌های همگن از زمین‌لایه‌ها مشخصات مختلف تشکیل شده است به همین دلیل به خاک ناهمگن خاک لایه‌بندی شده هم می‌گویند.



• k_1

• k_2

• k_3

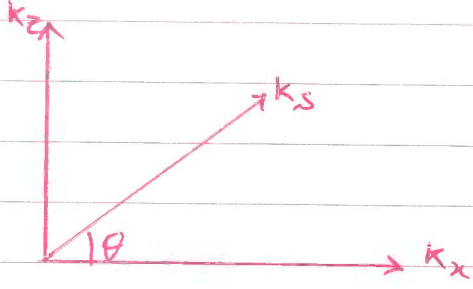
خاک ناهمسان

خاک همگن

در باب اهمیت ضریب نفوذپذیری در استاندارد فیرلیتر از ضریب نفوذپذیری استاندارد است

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

معادله لاپلاس
 کار علامه درجهان بودن حساب مهم است
 $k_x = k_y = k_z$



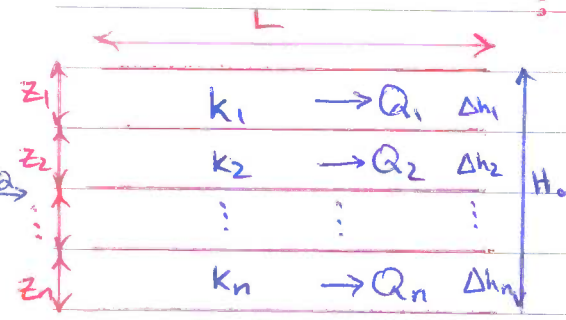
حساب ضریب نفوذپذیری در یک استاندارد خواه از ضرایب باشد:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{\cos^2 \theta}{k_x} + \frac{\sin^2 \theta}{k_z}$$

حساب ضریب نفوذپذیری معادل برای ضرایب مهم:

$$k_{eq} = \sqrt{k_z \cdot k_x}$$

حساب ضریب نفوذپذیری در ضرایب مختلف (لاابیزش):

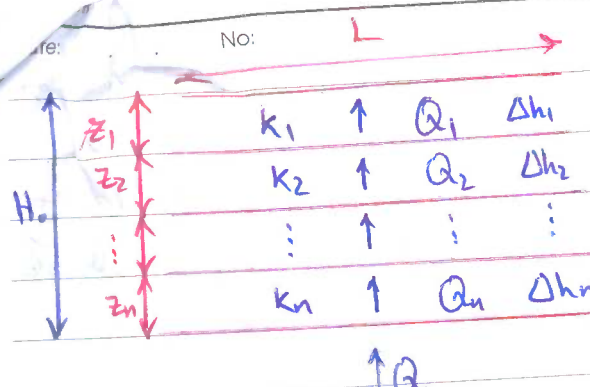


17 استاندارد بر بوار سطح به جا:

$$\Delta H = \Delta h_1 = \Delta h_2 = \dots = \Delta h_n$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

$$k_x(eq) = \frac{1}{H_0} (k_1 z_1 + k_2 z_2 + \dots + k_n z_n)$$



(2) استداره جي نمونو در سطح لايه جا ڏيکارو
 $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$

$\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n$

$$k_{z(eq)} = \frac{H_0}{\left(\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \dots + \frac{z_n}{k_n}\right)}$$

الگڙاڻن جي ٽن يا ٽن کان وڌيڪ لايه جا ڏيکارو:

$$k_x(eq) = \frac{1}{H_0} (k_{x1}z_1 + k_{x2}z_2 + \dots + k_{xn}z_n)$$

$$k_z(eq) = \frac{H_0}{\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \dots + \frac{z_n}{k_n}}$$

$$\Rightarrow k_{eq} = \sqrt{k_x(eq) \cdot k_z(eq)}$$

ڏيکارو جي غير هئڻ وقت استداره جي نمونو در سطح لايه جا ڏيکارو، جيڪو مقدار Δh_m (الف) جي صورت ۾ ڏيکارڻ لاءِ استعمال ڪيو ويندو آهي.

$$\Delta h_m = \frac{\left(\frac{L}{AK}\right)_{i=m} \Delta H}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L}{AK}\right)_i}$$

درجالت عبور آڻڻ لاءِ لايه جا ڏيکارڻ جي عبوري بصيرت زيرڪا به ٿي سگهن ٿا.

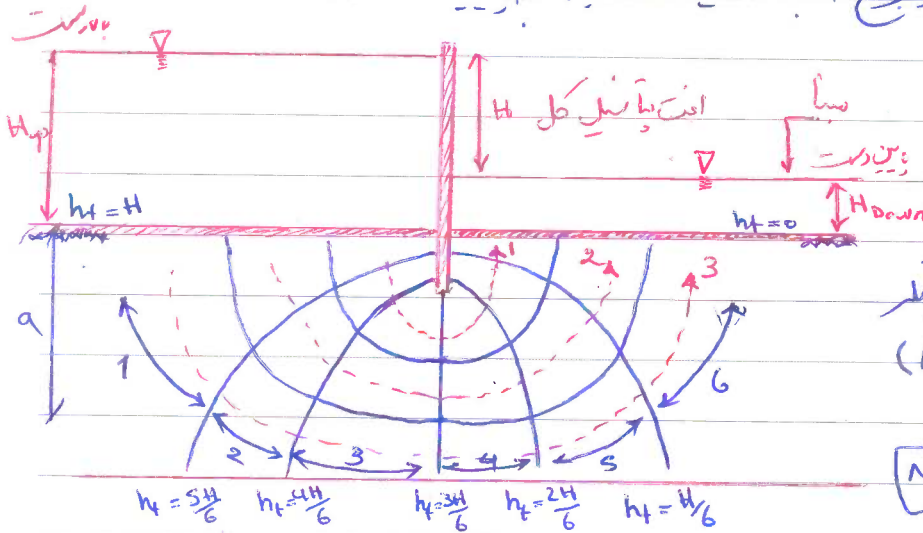
$$Q_i = \left(\frac{k_i A_i}{\sum \frac{kA}{L}}\right) \times Q$$

شکل ۱۰

مغزهای متساوی و همدی مدور آب از بالا دست به سمت پایین دست می‌رسند.

انرژی کل (ht) در نقاط مختلف بر خطوط هم‌انرژی برابر است.

بالا ترین نقطه هم‌انرژی، در مرکز ورود آب از بالا دست به درون خاک خواهد بود. (سطح خاک بالا دست) پایین ترین نقطه هم‌انرژی، در مرکز خروج آب از محل خفش به پایین دست است.



فضای بین خطوط هم‌انرژی

کانال جریان گفته می‌شود (Np)

فاصله بین خطوط هم‌انرژی متوالی

به افت پتانسیل می‌باشد (Nd)

۱- تعداد خطوط پتانسیل

$N_p = 3$ و $N_d = 6$

مقدار افت انرژی در بین خطوط هم‌انرژی با یکدیگر برابر است. بنابراین در این شکل مقدار افت کل (H) در

بین (Np = 3) افت تقسیم می‌شود، پس در هر خط بین هر خط هم‌انرژی متوالی بمقدار (H/6) افت

انرژی اتفاق می‌افتد.

بر روی یک خط هم‌انرژی انرژی کل نقاط هم‌انرژی است، پس اگر نیزه‌ها را در نقاط مختلف بر خط هم‌انرژی

قرار دهیم، آن‌ها از آب نیزه‌ها هم‌انرژی خواهد بود.

* * * مقدار دبی عبور آب از رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$q = k \times H \times \left(\frac{N_p}{N_d} \right)$

ΔH → مقدار افت پتانسیل کل بین بالا دست و پایین دست

$Q = q \times L$ در این شکل طول دریاچه کسری

کاهش آب هم‌انرژی

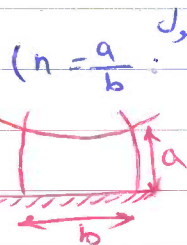
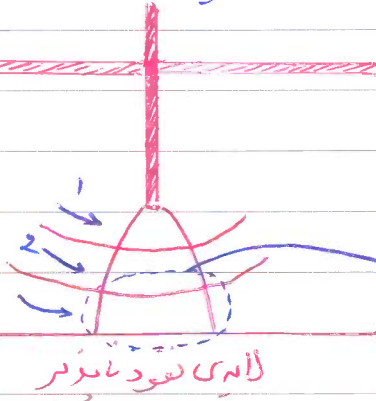
$$q = \left[\Delta H - (N_d)_A \Delta h - (h_z)_A \right] \gamma_w$$

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N_d}$$

در سطح آب پایین دست مابقی را میدهد

* در رسم شکل جریان، میزان نفوذپذیری خاک و افت پتانسیل با آبی تا انرژی در رسم شکل ندارد.

بلکه اگر یک کانال در این صورت متصل باشد (مثلاً اگر آن کانال جزء در کابریت لایه می شود اندریم) در بسیاری از آن به اندازه یک کانال جریان کامل نیست و باید کسی از کانال جزء در جایی آن نگاه شود:

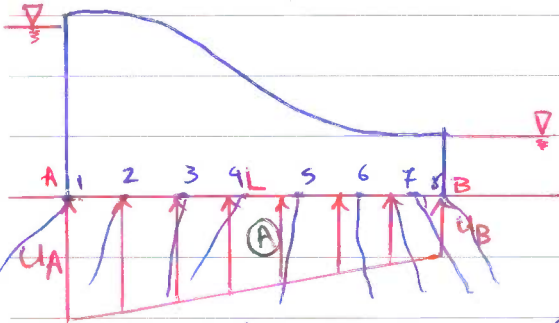


$$F_{uplift} = K \times H \times \frac{n}{N_d} \quad (n = \frac{a}{b} \text{ نسبت عرض طول})$$

لایه می شود اندریم

قاسمی نیروی تیراکنده (بلندکننده) Uplift:

به نیروی قاسمی که توسط فشار آب برین سازه ها وارد می گردد و قصد بلند کردن سازه را دارد، نیروی uplift می گویند.



$$F_{uplift} = (L \times l) \times \left(\frac{U_A + U_B}{2} \right)$$

ی پس از uplift در یک سبک تراوش:

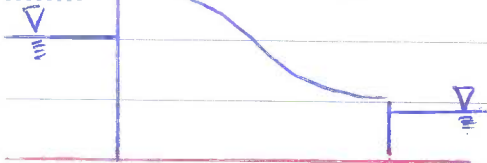
- 1) با استفاده از شبده جریان در نقاط مختلف خطوط مهم بتائیل بیان سازه h_t و h_e تعیین گردد (نقاط 1 تا 8)
 - 2) با تعاضل h_t و h_e مقدار h_p در این نقاط حاصل می شود ($h_p = h_t - h_e$)
 - 3) از حاصل ضرب $h_p \times \omega$ مقدار فشار آب در نقاط مختلف لن سازه حاصل می گردد ($U = h_p \times \omega$)
 - 4) نیروی uplift از حاصل ضرب طول سازه (L) در مساحت حاصل شود دره (A) به دست می آید
- تراوش دو بعدی در خاک ها نامی است $8 (K_x + K_z)$

1) ابتدا هندسی سازه در راستای x با مقیاس $x = \left(\frac{K_z}{K_x} \right) \times x'$ که به صورت ترسیم می گردد.

2) شبده جریان در شکل تبدیل یافته ترسیم گردد و با استفاده از آن N_p و N_d به دست می آید.

3) در عبور از برابر K_x و K_z به دست می آید:

$$q = k' \times H \times \left(\frac{N_p}{N_d} \right) \quad (K' = \sqrt{K_x \cdot K_z})$$

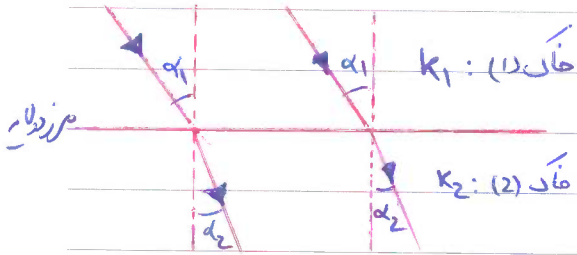


K_{x1} و K_{z1}

K_{x2} و K_{z2}

تراش دو بعدی در خاکها صیقلانی

در این حالت ابتدا با استفاده از K_{x1} و K_{x2} یک مدل معادل K_x تبدیل می‌کنیم و K_{z1} و K_{z2} را هم به مدل K_z تبدیل می‌کنیم حال خاک همچنان ثابت و در استفاده از روش صیقلی قبل مراحل را تکرار می‌کنیم



خاک (1): k_1

خاک (2): k_2

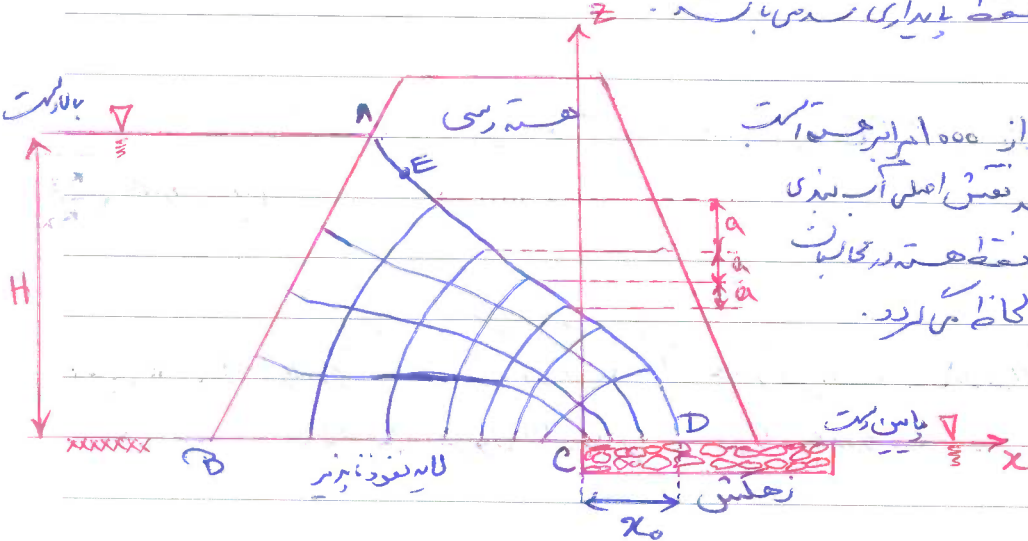
تبدیل جریان در هر لایه ها

در هر لایه‌ای مستقیم تبدیل جریان در یک خاک صیقلانی، باید در هر لایه لایه‌ها تبدیل می‌شوند و اصلاح نمود.

$$\frac{K_z}{K_x} = \frac{tg \alpha_2}{tg \alpha_1}$$

تراش از بین بردن سطح خالی

به منظور جلوگیری از عبور آب از بین بردن سطح خالی، معمولاً لایه‌ی مرکزی بهیچ‌گونه با نفوذپذیری کم (زیر) قرار می‌دهند که به آن «هسته» می‌گویند. در اطراف هسته، ناصب‌ی پوسته‌ی به وجود دارد که نقش اصلی آن حفظ پایداری سد می‌باشد.

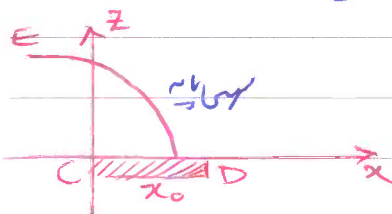


منفذ نیز می‌تواند پوسته‌ی این از سه امر است که است: 1- با این تراش از بین بردن سطح خالی 2- پوسته اصلی آب بندی 3- پوسته ناصب‌ی که در پوسته و هسته در حالت تراش داشت انرژی آب که گاهی می‌آید.

دقت: در شکل بالا، ضریب نفوذپذیری خاک بر مقدارش چغورای نگاه نکنند بی اثر است.

نکات مهم سدحاتی؟

- 1) بالاترین نقطه در این سده، نقطه AED بوده و در این نقطه، خاک ضد است. بنابراین نیروی نقطه این نقطه میان سطح آزاد آب (hp = 0) می باشد.
- 2) پایین ترین نقطه میان در مرز آبی نفوذناپذیر یعنی خط BC می باشد.
- 3) بالاترین نقطه هم تانسین در مرز آب بالاست (خط مایل AB) و پایین ترین نقطه هم تانسین در مرز خاکی پایین است، خط CD می باشد.
- 4) حاصلی قائم خط عمود بر خط عمود هم تانسین به خط عمود AED، با یکدیگر برابرند (a).
- 5) اگر طول خط هم تانسین CD برابر با عرض شود، مقطعی ED کجی از سد نسبی با معادله ی زیر خواهد بود که بر آن نسبی پایه بونید.



$$x = x_0 - \left(\frac{z^2}{4x_0} \right)$$

دری برآورد در سد های خاکی؟

- 1) شمارش تعداد کانال جریان و تعداد انت تانسین و جاگذاری در رابطه $q = k \times H \times \left(\frac{N_f}{N_d} \right)$
- 2) استفاده از معادله ی نسبی پایه و جاگذاری در رابطه ی زیر: $q = 2k \times x_0$

نکته مهم: وقتی زیر سد خاک ناهمسان داشتیم در هنگام رسم معادله باید فواصل افقی را در

$$X = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

صورت کنیم.

یعنی اگر مثلاً در صورت گفته شده شدیم تغییر کرده است باید برای بدست آوردن عرض واقعی سد به جای X فرمول بالا مقدار داده شد در صورت سوال را بگذاریم.

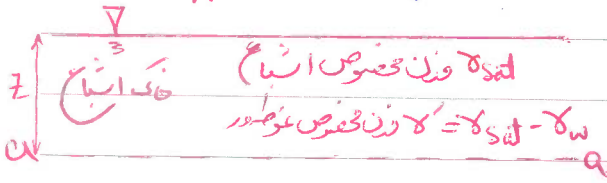
موضوع: تنش موثر

Subject:

Date:

No:

$$\sigma = \frac{W}{A} = \gamma_{sat} \times z \rightarrow \text{تنش کل}$$



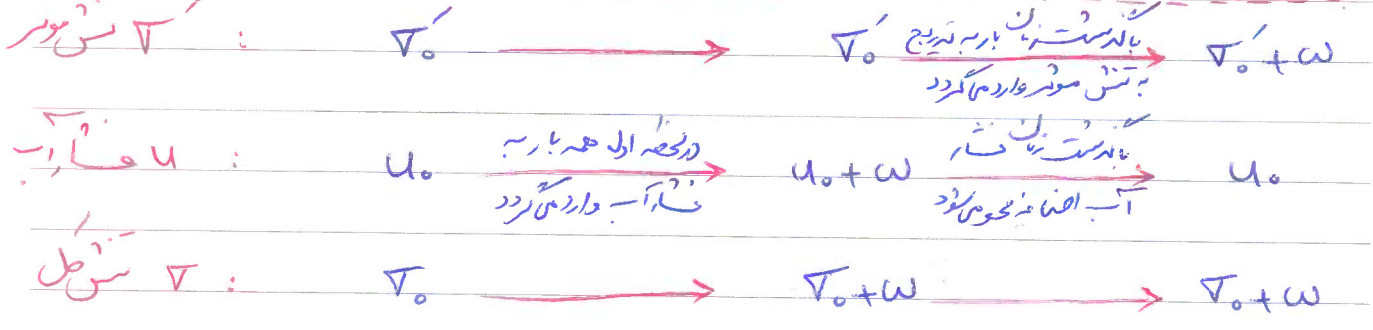
$$\begin{aligned} \sigma_{a-a} &= \gamma_{sat} \times z = (\gamma' + \gamma_w) z = \sigma' + u \\ \sigma'_{a-a} &= \gamma' \times z \quad \text{تنش موثر ذرات} \\ u_{a-a} &= \gamma_w \times z \quad \text{فشار آب منفرد} \end{aligned}$$

نکته: تغییر سطح آب و

اگر سطح آب در درون خاک (یافتن مثبت) بالا رود، تنش کل و فشار آب منفرد افزایش و تنش موثر کاهش می یابد.

اگر سطح آب در خارج خاک بالا رود، تنش کل و فشار آب منفرد «افزایش یافته» و تنش موثر «کاهش یافته» خواهد بود. تغییرات تنش کل و موثر و فشار آب منفرد در این حالت با یکدیگر مرتبط است.

حالت اول (نویافته) بخش اول (نویافته) قبل از اعمال بار



در بخش اول هر تغییر (نویافته) تمام تغییرات به آب و دانه ها می گردد و تنش موثر در بخش اول تغییر نمی کند.

اگر خاک خشک باشد نفوذپذیری بالایی داشته و برتری تنش ها آن را می دهد و تغییرات متفاوتی خواهد داشت. اگر خاک مرطوب باشد نفوذپذیری بالایی دارد. در تمام این موارد در حالت نویافته تنش موثر تغییر نمی کند.

همواره در حل مسائل نویافته فرض می شود که در تمام تنش موثرات در برابر حالت قبل از تغییر زمین می ماند.

تشن مؤثر در حالت حرکت آب (تراوش) :

اگر آب در دین خاک در حال حرکت باشد (تراوش) تشن مؤثر حساباً نیاز به اصلاح ندارد.

نیروی تراوش :

در اثر حرکت آب در خاک، ذرات آب به اندازه کافی جا به جا می شود و با آنها اصطکاک پیدا می کنند. به نیروی در اثر وجود اصطکاک ذرات آب به اندازه کافی جا به جا می شود، نیروی تراوش و به تشن حاصل از آن فشار تراوش گویند.

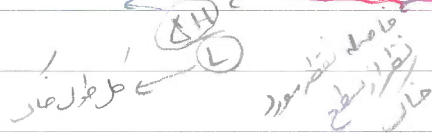
فشار تراوشی از تراوش + تشن مؤثر در تراوش = تشن مؤثر در حالت وجود تراوش

نیروی تراوش وارد بر ذرات خاک در جهت حرکت آب

$$F = i \times \delta_w \times V$$

فشار تراوشی آب بر ذرات خاک

$$f = \frac{F}{A} = \frac{i \times \delta_w \times A \times L}{A} = i \times \delta_w \times L$$



تعیین تشن مؤثر در حالت تراوش :

$$i' = i - u$$

با بدین این نکته توجه داشت که چون آب در حرکت است باید فشار آب منفردی (u) را از رابطه $u = h_p \times \delta_w$ تعیین نمود که در آن h_p هدر فشار آب می باشد.

$$\begin{cases} i' = i - u = i - h_p \times \delta_w \\ h_p = h_t - h_e \end{cases}$$

2) استفاده از روابط

$$f' = f \pm u = i \times \delta_w \times L \pm h_p \times \delta_w \times L$$

نکته 1: تراوشی یک بعدی و خاک یک لایه و همگن باشد، سبب آبی (n) در تمام مسیر یک است.

نکته 2: وقوع جوش فقط در خاک های دانه ای است و در خاک های فشرده اتفاق نمی افتد.

نکته 3: اگر خاک بین سلیس یا رس شن دار باشد باید حرد کنترل کوفت مدت (در برابر بالا رفتن) و بلند مدت (در برابر جوش) انجام شود.

جوش در خاک های دانه ای (رطاب):

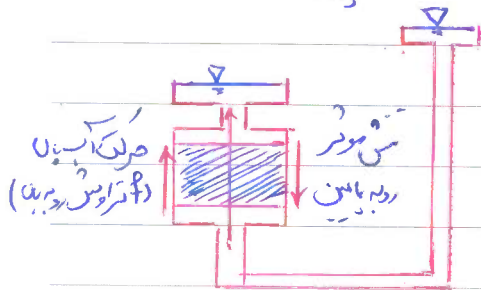
در حالتی که تراوش رو به بالا باشد، جهت آن با شش موثر دانه ها که به صورت تعلق و رو به پایین است مخالف است. بنابراین اگر مقدار فشار تراوش با شش موثر موجود برابر گردد، آن را ضعیف کرده و شش موثر حاصل صاف صاف می شود.

تراوش \uparrow - f - \downarrow پس از تراوش \downarrow = γ'_0 پس از تراوش \downarrow

در این حالت شش موثر دانه ها را در جا فرو نگه داشته است به همین جهت در دانه ها حصول نوده ی لایه و تراش حالت معلق فضا خالی بود و اصطلاحاً در آنجا شش موثر ضعیف است.

- دانه های خاک این است $\Rightarrow \gamma'_0 > f$ (تراوش رو به پایین است)
- دانه های خاک معلق و در آنجا شش موثر است $\Rightarrow \gamma'_0 = f$ (تراوش شش صاف صاف می شود)
- دانه های خاک دچار جوش می گردد $\Rightarrow \gamma'_0 < f$ (تراوش رو به بالاست)

*** چون شش موثر موجود در خاک ها به صورت تعلق و به سمت پایین است، اما جوش فقط در حالتی وجود دارد که جهت تراوش به سمت بالا باشد.



آن اما جوش وجود دارد \rightarrow

گراند عدد بیلی لجرانی (i_{cr}) :

$$i_{cr} = \frac{\gamma'_0}{\gamma_w}$$

$\left. \begin{array}{l} i < i_{cr} \text{ جوش رخ نمی دهد} \\ i = i_{cr} \text{ خاک دانه ای تراوش تراشدار} \\ i > i_{cr} \text{ خاک دچار جوش می گردد} \\ i > i_{cr} \text{ در خاک های دانه ای} \end{array} \right\} \rightarrow \text{خاک های چسبیده نمی گردد}$

*** در کل i_{cr} می تواند در خاک های برابر افزایش می شود مخصوصاً برای خاک های درشت دانه

Subject:

Date:

No:

تشنه موثر اولیه

ضریب ایمنی در برابر جوش

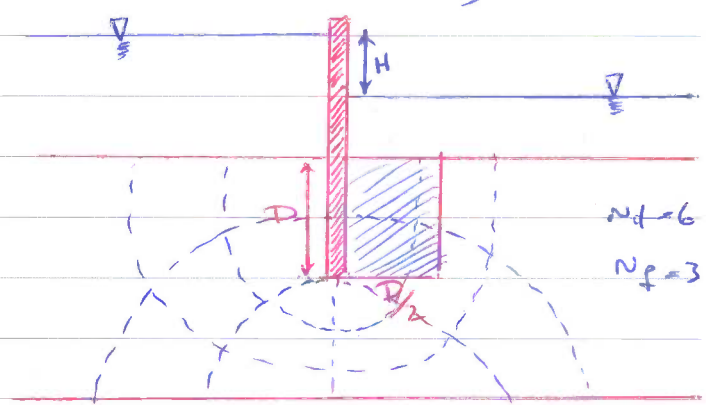
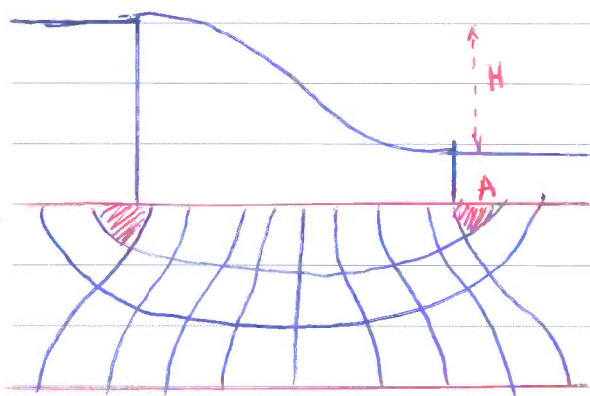
$$F.S = \frac{\text{تشنه معادله در برابر جوش}}{\text{تشنه بحرک ایجادکننده جوش}} = \left(\frac{V_0}{f} \right) = \frac{i_{cr}}{i}$$

جوش رخ نهد \rightarrow if $F.S > 1$ که مشرفین ایجادکننده جوش (f) فشار تراوش رو به بالا

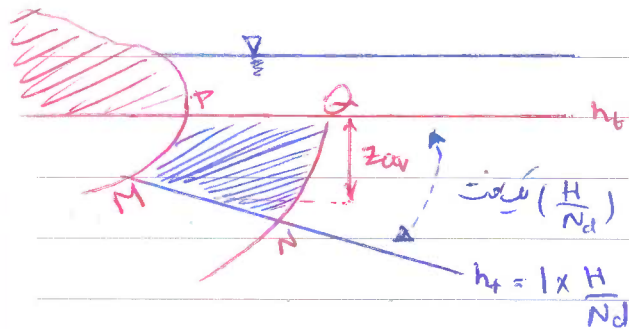
نیایداری در برابر جوش در تراوش دو عددی

(1) جوش در حالت بدون سیم: در این مسائل جوش برای کوچکترین سیمه شدیدترین در محاسبات محضاج قرار داده می شود (سیمه A)

(2) جوش در حالت سیمه ها: سیمه در زمانی جوش بر این ناصبی ها سقوط کرده که به ارتفاع D و عرض D/2 است که مرکز آن شود (D: عمق فرو رفتن سیم در خاک نمودن سیم)



بررسی جوش در حالت بدون سیم



$$V_0' = \gamma \times Z_{ave} \quad h_t = 0 \quad \text{تشنه موثر میانگین در سطح MN}$$

$$f = i_{ave} \times \gamma_w \times Z_{ave} \quad \text{فشار تراوش رو به بالا}$$

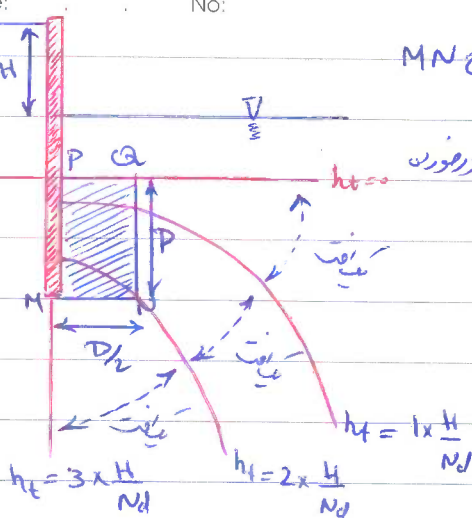
$$i_{ave} = \frac{\Delta h_t}{l} = \frac{H}{N_d} \times Z_{ave}$$

بین سطح MN و PQ یک افت اتفاق می افتد

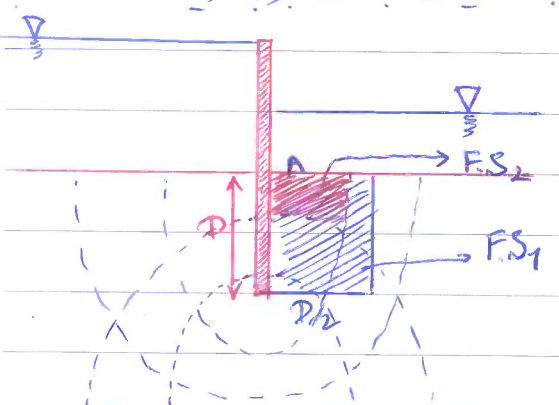
$$MN \text{ تنش موثر موجود در سطح } = V_0' = \gamma' \times D$$

$$\text{مقدار تنش در لبه با توجه به وارد سطح خاک از طرفین} = f = i_{ave} \times \gamma_w \times D$$

$$(i_{ave} = \frac{\Delta h_{t_{ave}}}{l} = \frac{2.5 \frac{H}{Nd}}{D})$$



نکته: در برخی موارد در محاسبات سربها، جوش هم برای سطح خاک از طرفین (D x D/2) و هم برای عمق مین کمانی کاربرد دارند (عمق A) که کمترین مقدار ضریب اضمیان جوش برابر کمترین مقدار ارتفاع می شود:



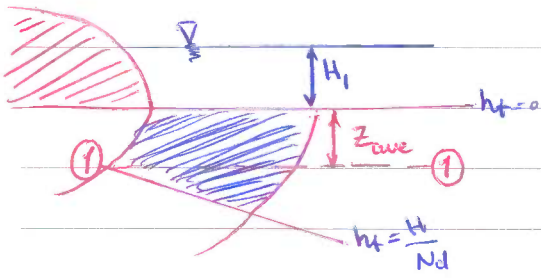
$$F.S = \text{Min} (F.S_1, F.S_2)$$

تورک یا بالازدن:

جوشیدن در خاک های چسبیده اتفاق می افتد بلکه مقداری «موسوم زدن» یا بالازدن در این خاک ها مشاهده می شود. به همین دلیل در محاسبه ضریب اضمیان خاک های چسبیده تنش موثر و فشار تراوش از هم جدا نمی شوند و محاسبات با تنش کل صورت می گیرد. در نتیجه ضریب اضمیان خاک های چسبیده در برابر بلند کردن را به نسبت زیر محاسبه می شود:

$$F.S = \frac{\text{تنش کل}}{u} \text{ عصاره آبشوره ای}$$

مروری بر حالات در حالت بالا زدن یا توپم :

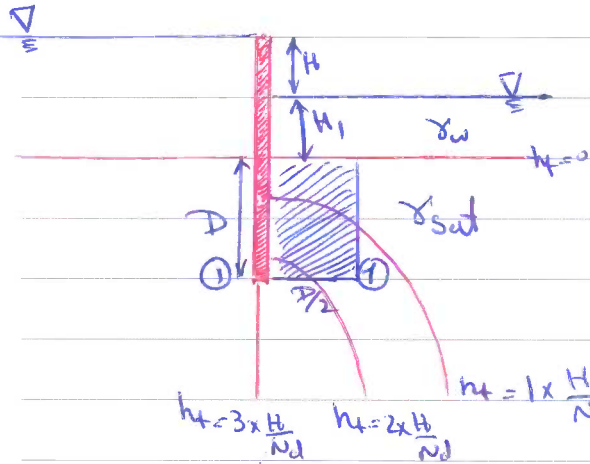


$$F.S. - توپم = \frac{V_1 - 1}{u_{1-1}}$$

$$V_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times Z_{awe}$$

$$u_1 = hp \times \gamma_w = (h_{t_1} - h_{e_1}) \times \gamma_w \Rightarrow$$

$$= \left(\frac{H}{Nd} + (H_1 + Z_{awe}) \right) \times \gamma_w$$



$$F.S. = \frac{V_1 - 1}{u_{1-1}}$$

$$V_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times D$$

$$u_1 = hp_{ave_1} \times \gamma_w = (h_{t_{ave_1}} - h_{e_1}) \times \gamma_w$$

$$= \left(\frac{2.5H}{Nd} + (H_1 + D) \right) \times \gamma_w$$

کاربرد فیلتر در جلوگیری از فرسایش :

به منظور جلوگیری از آب ششگی و همچنین بهبود ضریب اطمینان خاک در برابر فرسایش از لایه‌ها به نام فیلتر یا همان استناد ماسه. فیلتر درشت دانه تر از خاک می باشد. در حالات فیلترهای برای محافظت از خاک که اصطلاحاً آن را خاک میله یا مصالح پایه می نامند به کار می آورند و از ششگی ذرات آن خاک در برابر اثر تراوش جلوگیری می کنند.

معیارهای طراحی فیلتر :

- 1) نفوذپذیری فیلتر نباید از آن بزرگ باشد تا خود ماسه را هم با آب به راحتی از آن عبور کند.
- 2) فراتر آن به اندازه‌ای کافی کوچک باشد تا ذرات خاک میله را در بر بگیرد و قطع کند و این کار را می تواند در فیلتر نمود کند.

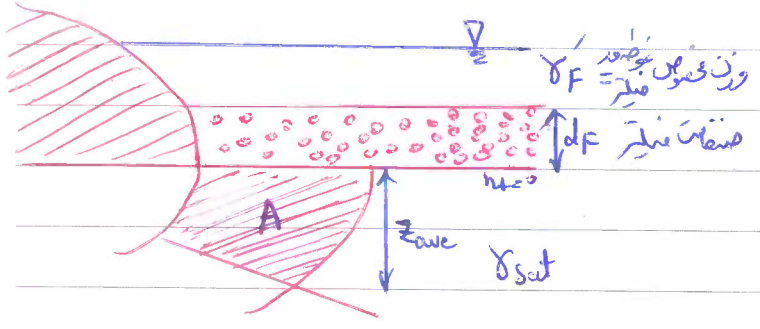
کود انتخاب مصالح فیلتره
 اضاشره نمودن زیری > 4 فیلتره D_{15}
 اضاشره عمک سسته شدن خاک بسیار در فیلتره < 4 فیلتره D_{85}
 معیار (1)
 معیار (2) توصیه می گردد شکل صفتی داشته باشد و فیلتره به یادندگی خاک مصالح انتخاب گردد.

خاک فیلتره همواره نسبت به تر از خاک بسیار باشد و نمودن زیری آن از خاک بسیار است
 تعیین ضریب اطمینان جوش در حالت وجود فیلتره
 در حالت وجود فیلتره نمی توان ضریب اطمینان از روش اصلی (F.S = $\frac{V_0}{f}$) تعیین نمود و باید مقدار F.S را بطور مستقیم از رابطه اصلی می سب نمود:

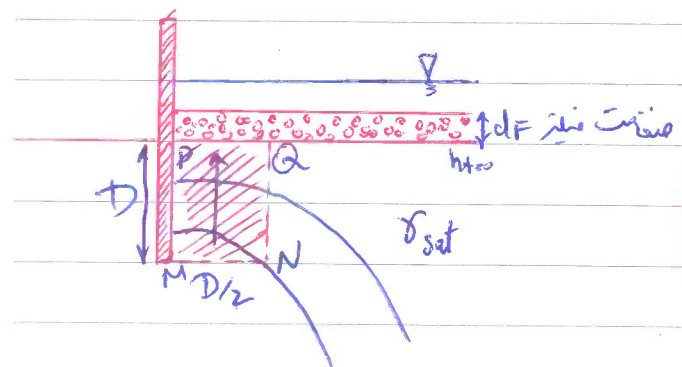
$$F.S = \frac{V_0'}{f}$$

فشار تکرش برابر با حالت عمک و بود فیلتره است (f = cte)

$$F.S = \frac{V_0' \uparrow}{f (=cte)}$$



$$F.S_A = \frac{\gamma'_F \times d_F + \gamma' \times Z_{ave}}{i_{ave} \times \gamma_w \times Z_{ave}}$$



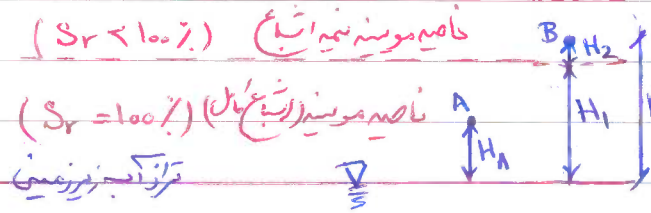
$$F.S_{(D \times D/2)} = \frac{\gamma'_F \times d_F + \gamma' \times D}{i_{ave} \times \gamma_w \times D}$$

مویسگی در خاکها: $10 < c < 50 \text{ mm}$
 مویسگی یعنی است. $H_c = \frac{c}{\text{exD}_{10}}$
 اندازه مویسگی mm
 ارتفاع مویسگی mm
 نسبت اطلاق

$$Z_c = \frac{4TC\theta}{\gamma_w d}$$

آب مویس در خاک ها تا یک ارتفاع مشخص تا اطلاق دفع را بر کرده و درم اشباع را به 100٪ می رسد اما در بالای آن ارتفاع ، آب مویس فقط در حلال دفع نیز نفوذ خواهد کرد و در اشباع 100٪ نخواهد بود. مثلاً آب حفرة ای در خاک مویس به صورت صغیر بوده و با دایره فرعی سبب می آید.

در ناصب اشباع کامل: $u_A = -H_A \times \gamma_w$



خاصه مویسگی نصاب ($S_r < 100\%$)
 ناصب مویسگی (اشباع کامل) ($S_r = 100\%$)

در ناصب نصاب: $u_B = -(H_1 \times \gamma_w + S_r \times H_2 \times \gamma_w)$

۴۴: اگر خاک ناصب مویسگی وجود داشته باشد تنش موثر را نمی توان به صورت مستقیم از رابطه $\sigma' = \sigma - u$ محاسبه نمود. در این حالت جوهره به ابتدا σ و u را می سنجیم کرده و از تفاضل این دو σ' تعیین نمود. مثلاً در سطح تراز آب مویسگی مختلف سطح تراز آب زیرزمینی فشار آب حفرة ای برابر هم می باشد.

$u_c = 0$ حسب سطح تراز آب زیرزمینی
 $u_A \neq 0$ حسب سطح تراز آب مویسگی

در نواص مویسگی چون فشار آب حفرة ای صغیر است، تنش موثر از تنش کل شبیه خواهد بود.

مقادیر A, B: $\sigma' > \sigma \rightarrow u < 0$ ناصب مویسگی
 نقطه C: $\sigma' < \sigma \rightarrow u > 0$ ناصب غیر مویسگی

نکته مهم: اگر آب به صورت یوین بالا رود، شش طی و شش موثر هر دو در ایمان افزایش می یابند ولی فشار آب مفرد ای در ایمان ثابت می ماند.
شش موثر در خاک **هنگام نیمه اشباع** ϕ

* اگر در **صورت اشباع** ($S_r = 1$) ایمان باشد و در آب با یلدیلر یوینگی نداشته باشد، فشار آب مفرد ای را همان در نظر گرفته و همانند حالت خشک با آن برخورد می شود.
* اگر در **صورت اشباع** ($S_r = 1$) ایمان نباشد، به تقریب شش ها را با پارچه زیر می کشیم می کشیم:

$$\sigma' = \sigma - S_r \times u$$

یعنی در این حالت فشار آب مفرد ای در ضریب اشباع (S_r) (که عددی بین 0 و 1 است) ضرب شده و کاهش داده می شود.

* **یوینگی در خاک نایب** هنگام زمین خوردن آب از شش موثر می شود که این حالت خود باعث شش نایب می شود.

نکته مهم: اگر یوینگی داشته باشیم و یک سیر متر در خاک قرار دهیم، ارتفاع آب بالاترینه در سیرومتر نسبت به سطح استیابی آب زیر زمین صفر است چون یوینگی فشار آب منفی است و تسفح سیرومتر بالا می رود.

Subject:

حاصل حاصل : توزیع تنش در خاک :

Date: No:

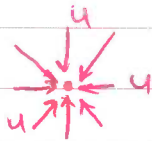
تنش عمودی σ_v تنش عمودی
 تنش عمودی σ_h تنش عمودی

تنش عمودی $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$ $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$
 تنش عمودی $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$ $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$

تنش عمودی $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$ $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$
 تنش عمودی $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$ $\sigma_v = \sum \gamma_i H_i$

ارتفاع تراز موجود در سطح آب $u = \gamma_w H_w$ $u = \gamma_w H_w$

نکته بسیار مهم : فشار آب در نقطه در خاک را برابر است (صورتی هم به هم می آید)



$$u_v = u_h = u$$

(2) تنش عمودی و
 اگر تغییرات سطح جانبی در خاک را در نظر بگیریم نسبت به تنش عمودی در خاک ها
 ضریب پدیده k_0 ضریب فشار عمودی حالت سکون « تعیین می گردد »

$$k_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

تنش عمودی در نقطه در نظر
 تنش عمودی در نقطه در نظر

تعیین نسجها بر حسب افق:

$$T_h' = K_o \times T_v'$$

کاف 1: با داشتن T_v' و K_o مقدار نسج موثر افقی برابر بر روی دیوار حاصل می گردد.

$$U_v = U_h = U$$

کاف 2: با داشتن U_h از

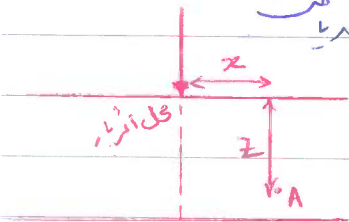
$$T_h = T_h' + U$$

کاف 3: از حاصل جمع T_h' و U_h نسج موثر افقی تعیین می گردد.

توجه بسیار مهم: در حلقه جهت قائم، در جهت افق نسج تو T_h را بصورت مستقیم می گوییم. ابتدا به T_h و U_h را تعیین کرده و حاصل جمع آن ها T_h' را به دست آورده.

نسجها نامی از ستاره:

از محل اثر بار فاصله گرفته شود، تاثیر بار افقی ضوابط



اثر تیر بار افقی و اعلا نسج کمتر خواهد بود $\Delta T \downarrow$
از محل اثر بار فاصله بیشتر شود $x \uparrow$
از محل اثر بار فاصله کمتر شود $z \uparrow$

روابط تعیین نسج:

- 1) توری بویست: اغلب در خارج همگن و قابل طابرد است.
- 2) توری وستر تارد: که اغلب در خارج همگن و قابل طابرد است.

تعداد دروس ها بویست و وستر تارد:

- 1) دروس وستر تارد تغییر شکل می دهد اما در خارج صفر نسج شده است ولی دروس بویست صفر نسج می آید.
- 2) روابط وستر تارد تابع ضریب بویست خاک (7) است اما در روابط بویست برای نسج قائم ضریب بویست وجود ندارد.
- 3) در نواحی نزدیک سطح بارندگی شده (یعنی ایما کم) مقدار توری بویست کمتر و در نواحی دور از سطح بارندگی مقدار حاصل از توری وستر تارد بیشتر می باشد.

روابط بویسینگ :

فرضیات بویسینگ :

1) خاک بدون وزن است.

2) تغییر حجم خاک ناچیز است.

3) محیط خاک تغییر نسبت، غلظت و عمق (از بردار) است.

4) رفتار خاک الاستیک خطی و تابع قانون هوک ($\sigma = E \cdot \epsilon$) است.

5) قبل از اعمال بار P هیچ گونه بار (نگری روی خاک قرار نگرفته است).

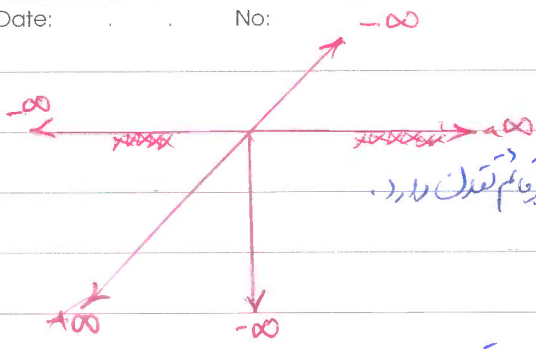
ماتریس فرضیات هون چون رفتار خاک الاستیک خطی فرض شده، در درجه بویسینگ می توان از اصل جمع اثر

قوا (Superposition) استفاده کرد. یعنی به طور مثال تنش ها ایجاد شده ناشی از بار (مستقیم)

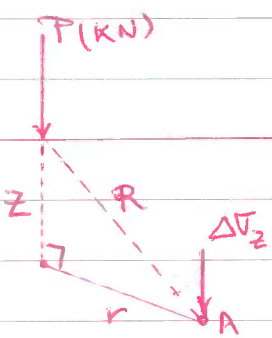
را به صورت جداگانه کرده و نتایج را بهم جمع کرد.

آثار بارگذاری های مختلف :

1) تنش ناشی از بار عمودی ای (مستقیم) :



6) توزیع تنش نسبت به محور قائم تعیین دارد.



$$\Delta \sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \times \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{5/2} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5}$$

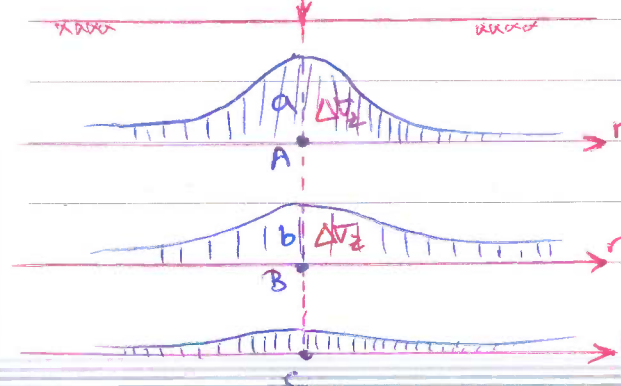
$$R = \sqrt{r^2 + z^2}$$

اصناف تنش قائم ناشی از بار P در نقطه A

حاصله استقامتی نقطه A نسبت به محل اثر بار

عمق نقطه A نسبت به سطح زمین

نمودار تغییرات تنش ناشی از P زیر یک محس منقصر (Z=cte) :



میزان تنش در زیر بار زیاد خواهد بود
 بالاتر این عمق مقدار تنش حالته ما شده و عمق بار خواهد بود
 ما شده و تنش کم کم محس شود.

$$z_B = 2z_A \Rightarrow b = 1/4a$$

طبق رابطه



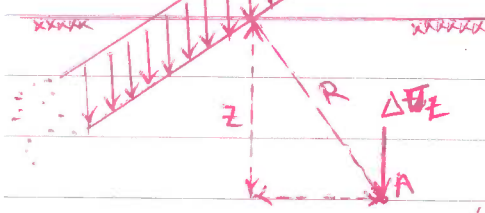
Subject:

Date:

No:

$Q \text{ (KN/m)}$

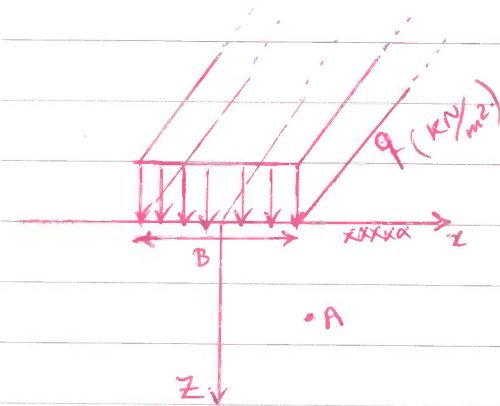
2) تنش ناشی از بار یکنواخت ناچگردد:



$$\Delta T_z = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{R^4}$$

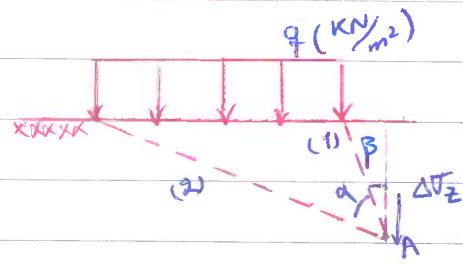
عبارت تنش در نقطه A در محور عمودی بار

نمودار ورودی تغییرات تنش در یک محق مشخص مانند حالت قبل است تفاوت این موارد این است که در حالت بار یکنواخت، تنش تغییرات تنش حالتی است و تاثیر بار در خواص طولی و انحراف بیشتر نمودارشان در ورودی است و آن ملاک آن است.

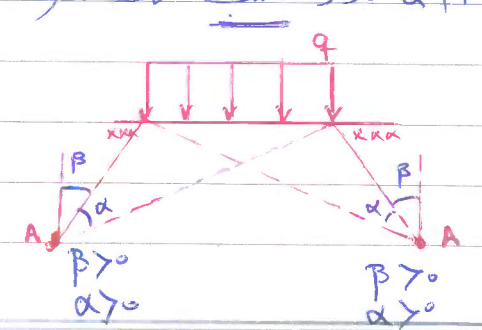
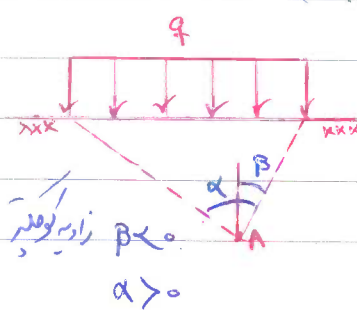
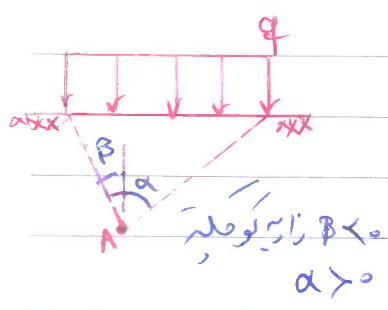


افزاد تنش حالتی به صورتی میان میان است تنش ناشی از بار یکنواخت ناچگردد:

$$\Delta T_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta))$$



شدت بار یکنواخت: $q \text{ (KN/m}^2)$
زاویه میل (1) و (2) برابرند
 $\alpha \text{ (rad)}$
زاویه میل (1) یا (2) است $\beta \text{ (rad)}$
افزاد تنش قائم در نقطه A: $\Delta T_z \text{ (KN/m}^2)$
اینجا $\alpha > \beta$
(1) همواره مثبت است. $(\alpha > \beta)$



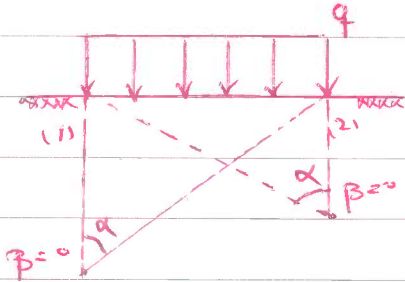
Subject:

Date: No:

تفاوت نمودارهای تنش در این حالت با حالت قبل در این است که توزیع تنش بار هم گسسته تر است و هم تغییرات کمتری است. بنابراین تاثير بار در مواصل خود در ابعاد کمتر خود را نشان داده و در پهنای استیل آن ملایم تر خواهد بود.

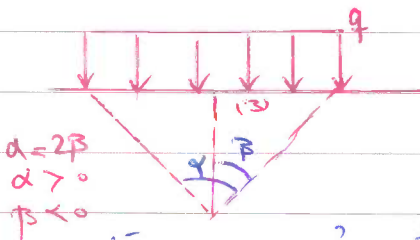
حالات خاص:

نقطه زیرین بارگذاری:



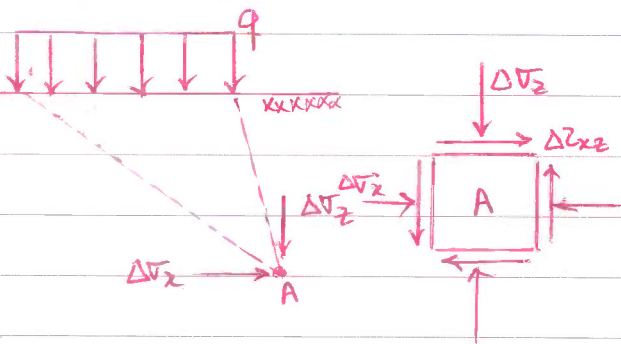
$$\beta = 0 \Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha)$$

نقطه زیرین بارگذاری:



$$\alpha + 2\beta = 0 \Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

نکته مهم: بوسیله تنش ایجاد شده افقی ($\Delta \sigma_x$) و تنش ایجاد شده عمودی ($\Delta \sigma_y$) و تنش تزیالی عمود بر صفحه ثابت ($\Delta \tau_{xy}$) را به دست می آید.



$$\Delta \sigma_x = \frac{q}{\pi} \times (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta \sigma_y = \frac{q}{\pi} (\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta \tau_{xy} = \frac{q}{\pi} \times r \times 2\alpha$$

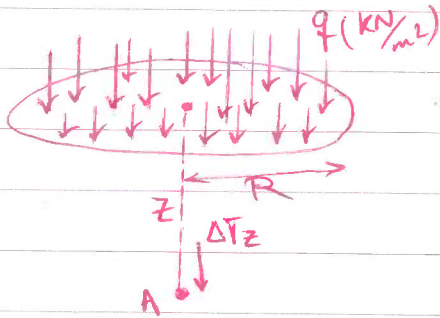
ضریب بواسون

رابطه دیرکله:

$$\Delta P_z = \frac{P \eta}{2\pi^2 z^2} \left[\frac{1}{r^2 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

رابطه دیرکله: $r = z$

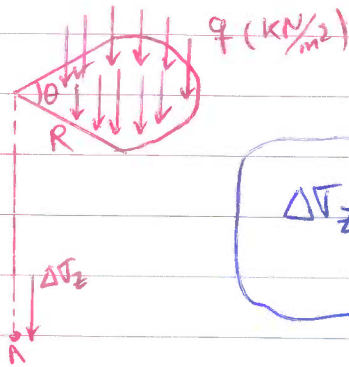
تشنه در زیر بار یکنواخت را بره ای:



$$\Delta T_z = q \times \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right)$$

$$\frac{R}{z} = cte \Rightarrow \Delta T_z = cte$$

تشنه در زیر بار غیر یکنواخت از زاویه:



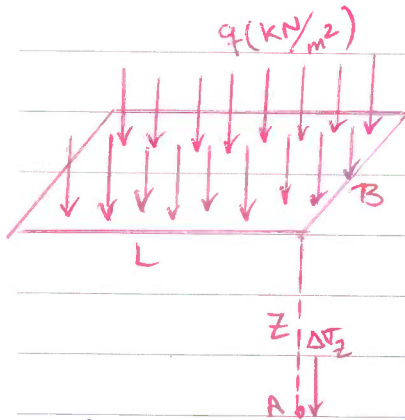
$$\Delta T_z = \frac{\theta}{2\pi} \times (\Delta T_z)_{\text{بار یکنواخت}} = \frac{\theta}{2\pi} \times q \times \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right)$$

زاویه انحراف (rad)

تشنه در زیر بار یکنواخت (KN/m^2)

تشنه ناشی از بار یکنواخت مستطیلی:

در این حالت تشنه قائم الی داشته در زیر گوشه مستطیل برابر است با:



$$\Delta T_z = I_r \times q$$

I_r : یک ضریب درجه چهارم ضریب تشنه یا ضریب کاهش بار که مقدار آن از یک دیکتاتور است و تابع دو بار است $m = \frac{L}{z}$ و $n = \frac{B}{z}$ می باشد. مقدار I_r به کمک نمودارهای ضریب m و n می توان تعیین نمود.

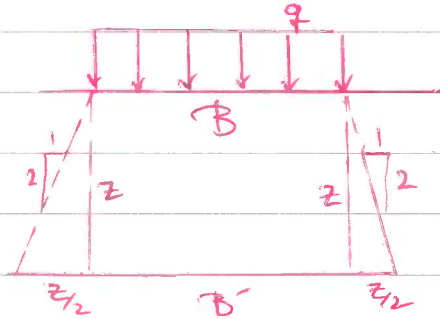
این رابطه فقط در زیر گوشه مستطیل قابل استفاده است. اگر تشنه در نقاط دیگر مورد نظر باشد باید به استفاده از ضریب انحراف تشنه را به دست آورد.

Subject:

Date: No:

توزیع تقریبی تنش:

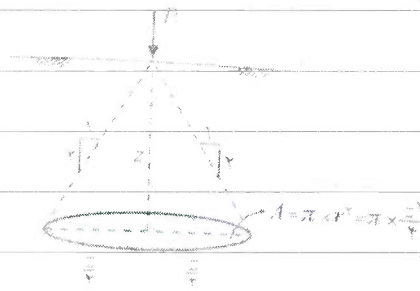
رومی است برای تخمین سطح معادالتس یا موحد در خاک در این روش فرض می شود که بار اعمال شده در سطح خاک به یک بیض ۲ به ۱ (۲ تا ۱ عمقی) در زمین خاک توزیع می گردد.
 در این روش فقط تنش در ناصبی ذرینه شکل توزیع می شود.



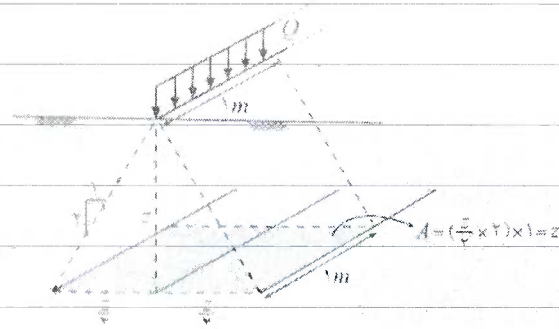
$$B' = B + z/2 + z/2 = B + z$$

توزیع در هر عمق متفاوت فرض می شود.

با افزایش عمق به دلیل افزایش عرض توزیع به تدریج از شدت باطالسه می شود و تنش اعمالی کم کم محو می شود.



$$\Delta \sigma_z = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi \left(\frac{x}{2}\right)^2} = \frac{4P}{\pi x^2}$$



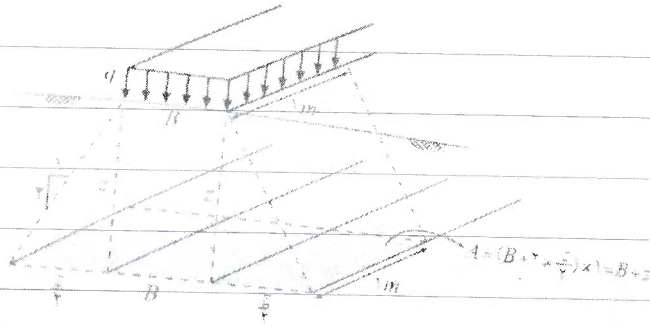
$$\Delta \sigma_z = \frac{Q \times 1}{A} = \frac{Q}{z}$$



Subject:

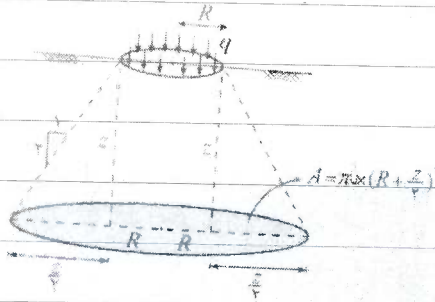
Date:

No:



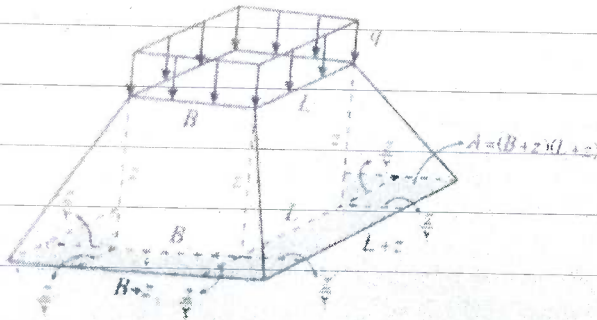
کل بار در سطح زمین $= q \times B$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B}{A} = \frac{q \times B}{(B+z)^2}$$



کل بار در سطح زمین $= q \times \pi R^2$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times \pi R^2}{A} = \frac{q \times \pi R^2}{\pi (R+z)^2} = \frac{q \times R^2}{(R+z)^2}$$



کل بار در سطح زمین $= q \times B \times L$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{A} = \frac{q \times (B \times L)}{(B+z)(L+z)}$$

زاویه توزیع در عمق (ا ب ا) برابر $\alpha = \text{Arctg}(\frac{1}{2}) = 27^\circ$ است. در برخی موارد توزیع 2 به 1 (زاویه 27) در ضلع عمود بر طول و در عمق (ا ب ا) (زاویه 45) در ضلع عمود بر عرض داشته باشد به طوری که در این حالت به عمق هر دو ضلع توزیع ا ب ا اصلاح گردد.

معنی نیومارک :

تس که ایجاد شده ناشی از یک بارندگی ، سطح دگوان

1) معنی نیومارک از تعدادی دوایر متحدالمرکز تشکیل شده است که توسط اشعاع های این نوایر به طور منظم ، قطعات کوپلر تقسیم نمیشده اند .

2) ارزش هر دایره از این خانه ها در تولید تس در زیر نقطه مرکز یکسان است .

3) خط مقیاس که برای ترسیم سطح بارندگی شده با مقیاس مناسب به طریقی درود .

4) ضریب تاثیر معنی (α) که برابر است با $\alpha = \frac{1}{N+1}$ که در آن N مجموع تعداد خانه های معنی نیومارک است .

5) نحوه تعیین تس ایجاد شده (ΔTz) در محق Z در زیر نقطه دگوان مانند M :

1) سطح بارندگی A با مقیاس مناسب صورت ترسیم گردد که محق Z برابر طول باره خط مقیاس CD گردد مثلاً اگر محق Z = 10m و CD = 5cm است ، سطح بارندگی صورت ترسیم گردد که هر دو امتداد 5cm گردد

2) سطح ترسیم شده با مقیاس ، بر روی معنی نیومارک قرار داده می شود ، به نحوی که نقطه M بر روی مرکز قرار گیرد

3) تعداد خانه های اشغال شده توسط سطح بارندگی شمارش می شود (N) (از رنجی از یک خانه ششگانه آن خانه به صورت کروی در شمارش لحاظ می گردد) .

4) تس ایجاد شده برابر است با :

$$\Delta T_z = \alpha \times N \times q$$

تعداد خانه شمارش شده و ضریب تاثیر نیومارک

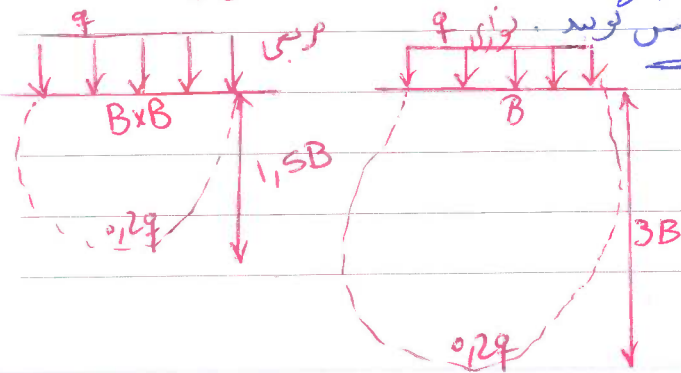
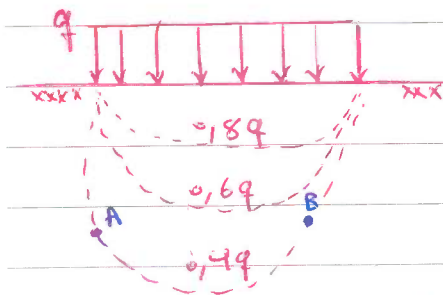
حساب تس و محق جاربه :

خصوصیت این معنی جار در این است که بر روی هر معنی تس ایجاد شده ناشی از بارندگی یکسان است .

به عنوان مثال ردی تمام نقاط واقع بر معنی (A, B) 0.49

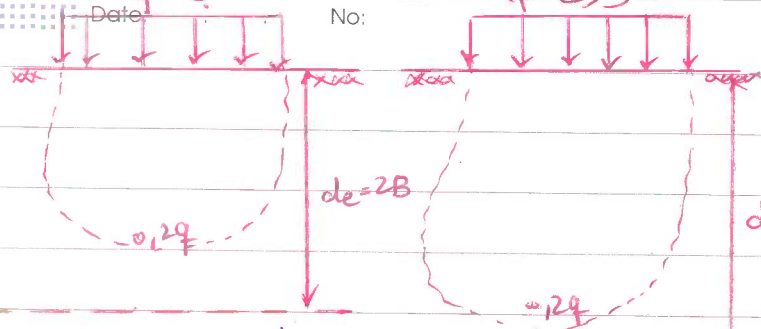
مقدار تس قائم ایجاد شده ناشی از بارندگی q برابر 0.49 می باشد .

این معنی جار اصطلاحاً هم تس یا حساب تس گویند .



مربعی

نوری



مخوق دایره

قانون بارگذاری جامی احداث شده، صفحه

دریا صاف مخوق قانون قابل توجه است و

بارگذاری می کند و در خارج این ناحیه

آر ضعیف این خصوصیت است. بر این اساس

برای هر مربعی و نوارک، مقدار بار این تر از مخوق

صاف است. 2q را به عنوان مخوق قانون معروض می کند.

$\Delta V_2 < 0.2q$ (مقاله تقریبی)

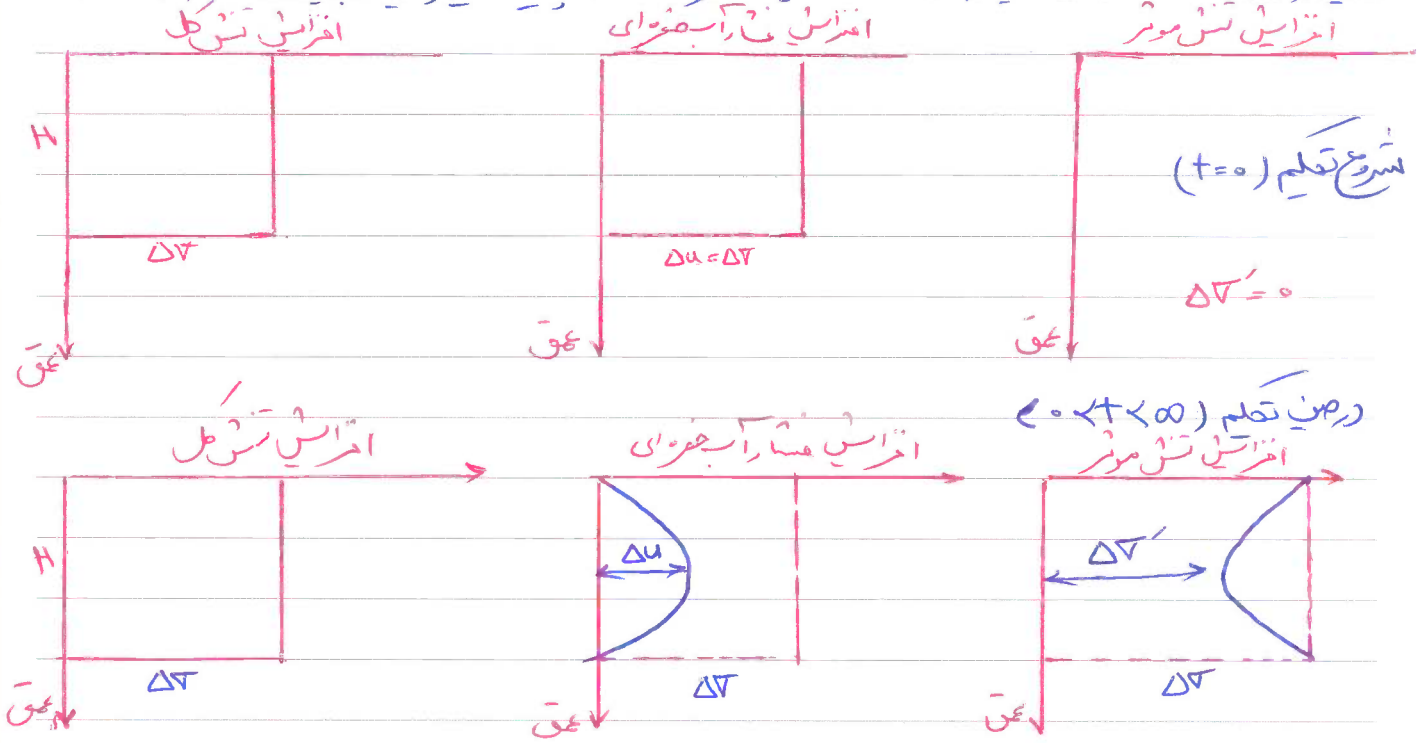
نکته: در صورتی که مخوق قانون مستطیلی $L \times B$ نسبت به $(\frac{L}{B})$ بین $2B$ ، $4B$ تعیین خواهد کرد:

مربعی: $B \times B$: $\frac{B}{B} = 1 \Rightarrow de = 2B$

مستطیلی: $L \times B$: $1 < \frac{L}{B} < 10 \Rightarrow 2B < de < 4B$

نوری: $L \times B$: $\frac{L}{B} > 10 \Rightarrow de = 4B$

كودي تبدل اضافتو رآب حفرواي به اضافتو شت موثر، درحق خاك كلياً شت. المرحاب از توصيف
امكان زحمتي داشته باشه، بالا و پائين لايه بدليل مجادلت با بزرگي نفوذپذيري به سرعت اضافتو
آب حفرواي خود را از زلفت مي رهند و شت اضافي سريعاً از فضا آب حفرواي به اضافتو شت موثر تبدل مي گردد
اين در حال است كه وسيله لايه به علت ماصله زياد از بزرگي نفوذپذيري، در سير اين تبدل يك راي اي كراي رهند



در هر محق و نحوه : $\Delta T = \Delta u_t + \Delta T'_t = \Delta u_\infty = \Delta T'_\infty$

در حاكمه تكلمه اضافتو رآب حفرواي (Δu) حفرواي شود ولي فشار آب حفرواي (u) هفتر شت
و برابر فشار آب حفرواي فاك قبل از اعمال بار است. در اين لحظه شت موثر خاك به اندازه اضافتو شت
وارد (ΔT) افزوده خواهد شد.

دانه بسيار مهم و در شت كمي خاك در هدر رويت كه لغبر نمي كند

دین مدارک تکلم یافته و دین تکلم یافته 3

نسبت دین تکلم یافته دین

$$OCR = \frac{V_c'}{V_o'}$$

که در این رابطه V_c' متن موثر قائم بر روی نمونه، در وضعیت موجود (هنگام نمونه گیری) است و V_o' نیز بیشتر متن موثر قائم است که نمونه در طول عمر خود تحمل کرده و متن دین تکلم یافته نامیده می شود.

نکات مهم 3

(1) اگر $V_c' = V_o'$ باشد به معنی آن است که متن موثر قائم بر روی نمونه جدیدتر متن موثری است که در در عمر خود تجربه کرده است. در این حالت ضابط دین مدارک تکلم یافته (NC) می نویسیم. ($OCR = 1$)

(2) اگر $V_c' < V_o'$ باشد نشانگر آن است که با گذشت زمان، متن موثر قائم بر روی نمونه کاهش پیدا کرده تا به وضعیتی موجود رسیده است. کاهش متن موثر قائم می تواند عوامل طبیعی مانند فرسایش ضابط و یا عامل انسانی مثل فاله دارکا باشد. در این حالت ضابط دین مدارک تکلم یافته (OC) می نویسیم. ($OCR > 1$)

(3) در حالت ایده بصیر می شود، نسبت دین تکلم یافته (OCR) می تواند از مقدار 1 کمتر باشد. این مقدار نیز اشباع از ضابط دین مدارک تکلم یافته و طرف دیگر اشباع از ضابط دین مدارک تکلم یافته خواهد بود. در این حالت $OCR < 1$ است. علت آن است که هنوز ضابط فرسایش پذیر خود تکلم یافته و $V_c' = V_o' = 1$ نرسیده است. با گذشت زمان ضابط دین مدارک تکلم یافته $OCR = 1$ خواهد شد.

نکته مهم 3

(1) اگر $PL \leq w$ باشد ($LI \leq 0$) جاندار کم بود آب (ضابط دین مدارک تکلم یافته است) ($OCR > 1$)
 اگر $LL \geq w$ باشد ($LI > 1$) نشان دهنده کمبود آب در مدارک تکلم یافته است ($OCR = 1$)

ضرایب ترمزیری ثابت است:

الف: ضریب قابلیت فشردگی حجمی یا ضریب تغییر حجم (m_v) ؟

مقدار m_v در ضمن تعلیم ثابت نیست

$$m_v = \frac{\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)}{\Delta T'} = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)}{\Delta T'} = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta T'} = \frac{1}{E}$$

\rightarrow $\frac{1}{E}$ \rightarrow $\frac{1}{\text{مقاومت کششی}}$

ب: ضریب قابلیت فشردگی (a_v) ؟

طرح نسبت تعادل در زمان ثابت برای افزایش شش مؤثر

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta T'} \rightarrow e_1 - e_2$$

ج: نسبت فشردگی یا شش فشردگی (C_c) ؟

C_c در رس ها رسیده فورده کمتر از رس ها دست آورده است

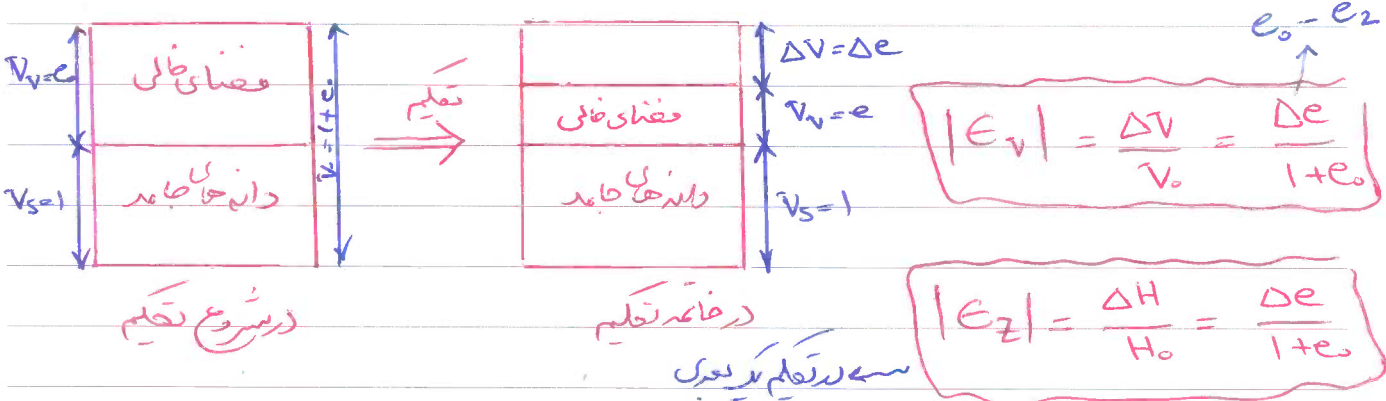
$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{V'_e}{V_0}\right)} \rightarrow e_0 - e_f$$

$\rightarrow V_0 + \Delta T'$

$$a_v = (1 + e_0) m_v$$

رابطه بین الف و ب

رابطه بین تغییر حجم و تغییر نسبت تخلخل؟



در زمان تعلیم مقدار m_v و a_v برای خاک مشخص همواره ثابت نیستند

تکلم ثانویه :

پس از خاتمه تکلم اولیه و محو اضاغیه آب هفره ای، فشردگی خاک صوف شد و با شدت کمتری ادامه خواهد داشت. در این حالت بدون کم شدن فشار آب هفره ای، خاک کتد تنش موثر ثابت فشرده می شود. به این مرحله از تست، تکلم ثانویه (فشردگی ثانویه) گویند.

* تکلم ثانویه هم زمان با تکلم اولیه شروع می شود.
* تکلم ثانویه در خاک های رسی نسبت به نوع طین ها رسی و مقدار آب جذب بعضی آن ها دارد، به صورتیکه در رسی های ریز آب شیری باشد، تکلم ثانویه آن نیز بیشتر خواهد بود. تکلم ثانویه در خاک های رسی با نسبت آبی و خاک رسی عادی تکلم یافته نیز قابل ملاحظه است. تکلم ثانویه در رسی های PI ↑
در تکلم ثانویه بدون افزایش تنش، مشاهده کاهش حجم خاک هستیم. از این رو به تکلم ثانویه، فشرده شدن خاک نیز گفته می شود.

* هر چه نسبت (e₀) کوچکتر باشد، نسبت تکلم ثانویه به تکلم اولیه نیز کمتر خواهد بود.
نسبتی از تکلم ثانویه در خاک های آبی یا خاک های غیر آبی با قابلیت فشردگی زیاد مهم است.
تورم خاک رسی :

تورم عبارت است از افزایش تدریجی حجم خاک در اثر جذب آب. تورم عکس عمل تکلم است. به هنگام بار برداری و کاهش تنش موثر خاک پس از آنکه برای بارگشت به ساختار صفت میدانی کند. بنابراین فضای خالی شیری خواهد داشت.
آزمایش تکلم تکمیلی (آزمایش ادمتری) :

مرحله اول: می گوییم نسبت کلخل اولیه نمونه (e₀)

$$e_0 = \frac{V_{v0}}{V_s} \quad , \quad V_{v0} = V_0 - V_s \quad , \quad V_s = \frac{W_s}{G_s \rho_w}$$

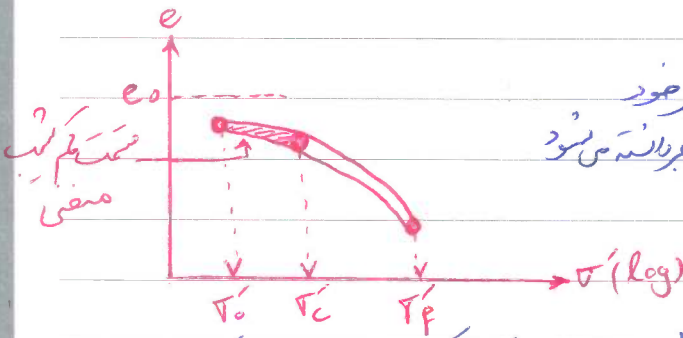
مرحله دوم: می گوییم تغییرات نسبت کلخل نمونه تا زمان رسیدن آنرا (Δe_i)

$$\Delta e_i = (1 + e_0) \frac{\Delta H}{H_0}$$

مرحله سوم: محاسبه نسبت کاهش خاک در بارگذاری (e_i)

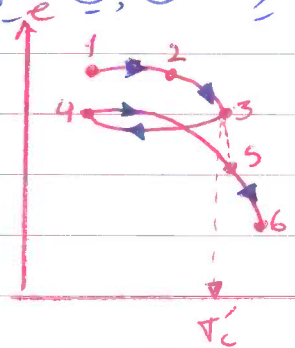
$$e_i = e_o - \Delta e_i$$

معنی تخلیم:

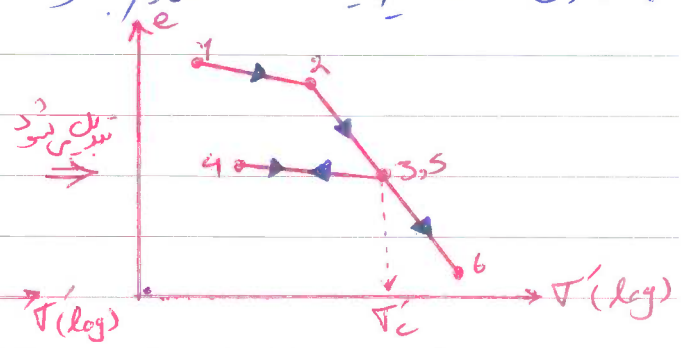


فهمت کم نسبت مربوط به تنسی است که خاک قبلاً در طول عمر خود تصریف کرده ولی در موقع نمونه گیری این تنس از روی خاک برداشته می شود. هنگامی که نمونه تحت آزمایش تخلیم قرار می گیرد، آزمایشی که تنس مؤثر اعمال شده کمتر از حد تنس مؤثر تصریف شده خاک باشد (σ'_c) ، مقدار کمی فشردگی رخ می دهد و خاک پس

پس تخلیم یافته است. قسمت مرئی نشان می دهد که خاک بالون آن را تجربه نکرده است بلکه به واسطه آزمایش تخلیم و بارگذاری تنسی از آن، برای تحسین بار آن را معطل می شود. در این ناحیه خاک پس عادی تخلیم یافته است. ان خیم بدتر است که در نواحی تنس پس تخلیم است.



معنی تخلیم آزمایشگاهی



معنی تخلیم طبیعی

در معنی تخلیم ناحیه $(1 \rightarrow 2 \rightarrow 3)$ بارگذاری، $(3 \leftarrow 4)$ باربرداری و $(4 \rightarrow 5 \rightarrow 6)$ بارگذاری مجدد را نشان می دهد.

در معنی تخلیم طبیعی طیف برای فشرده و نفاذ 3 و 4 هم منطبق می شوند. در این حالت به نسبت ناحیه $(2 \rightarrow 3)$ نشان فشردگی (C_c) و به نسبت نواحی $(3 \leftarrow 4)$ و $(4 \rightarrow 5)$ که با هم برابرند به ترتیب نشان خوردگی (C_s) و نشان بارگذاری مجدد (C_r) گفته می شود. سبب ناحیه $(1 \rightarrow 2)$ نیز به نسبت نواحی $(3 \leftarrow 4)$ و $(4 \rightarrow 5)$ برابر بوده و C_r بایستی است.

$$\frac{1}{10} C_c < C_s < \frac{1}{5} C_c$$

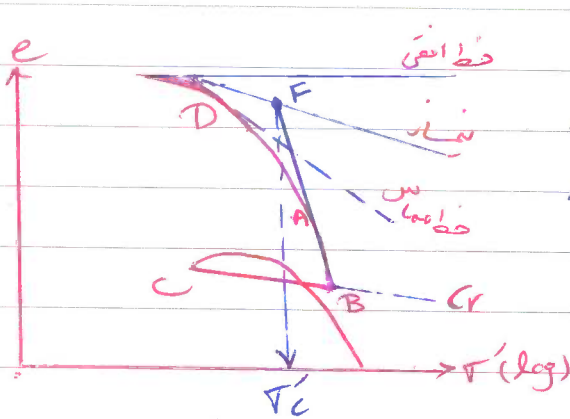
محاسبه C_c :

$$C_c = 0.1009 (LL - 10)$$

الف) پس نسبت نخورده 3

$$C_c = 0.1007 (LL - 10)$$

ب) پس نسبت نخورده 3



نسبت آبروی بیش تر پس تخلیه با استفاده از معنی تخلیه 3

1) به صورت همی، نقطه ای که شدیدترین انقباض در وقت فوقانی معنی تخلیه دارد، مشخص می کنیم و آن را نقطه D می نامیم.

2) از نقطه D یک خط افقی و یک خط عمود رسم می کنیم و نیز زاویه ای ایجاد شده بین این دو خط را نیز ترسیم می کنیم.

3) قسمت عرضی در یک معنی تخلیه را از ادم می رسمیم تا نیز از رسم شده را در نقطه F قطع کند.

4) طول نقطه F، تنش پس تخلیه T_c است.

نکته در مورد معنی تخلیه:

الگوریتم زمان بارگذاری را بدون تغییر در نسبت افزایش بارگذاری کاهش دهیم، در آن صورت معنی به نسبت راست حرکت خواهد کرد و بالعکس.

حرکت معنی به سمت چپ نشان می دهد که به ازای یک بار نسبت به نسبت تخلیه کمتری می توان رسید که معنی تخلیه کمتری خواهد بود.

الگوریتم زمان بارگذاری را با تغییر در نسبت افزایش بارگذاری تغییر دهیم، در آن صورت به ازای $\frac{\Delta T_c}{T_c} > \frac{\Delta T_c}{T_c}$ معنی به سمت چپ و به ازای $\frac{\Delta T_c}{T_c} < \frac{\Delta T_c}{T_c}$ معنی به سمت راست حرکت خواهد کرد.

Subject:

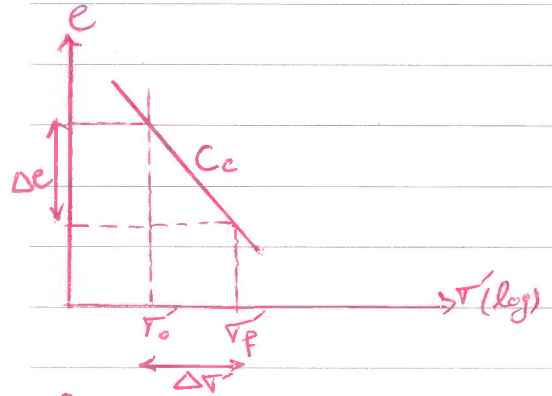
Date:

No:

حالیہ نسبت - تعلیم اولیہ
روشن دماغ : با استفادہ از رابطہ طریقیہ

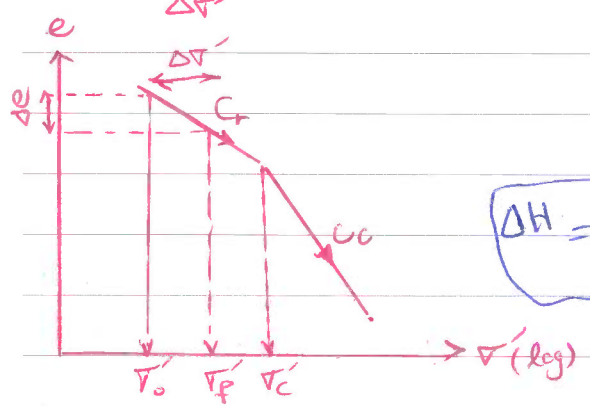
$$\Delta H = H_0 \left(\frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \right)$$

روشن دماغ : با استفادہ از رابطہ طریقیہ
الف) خاک میں جاری تعلیم یافتہ $(\sigma'_0 = \sigma'_c)$



$$\Delta H = \frac{H_0 C_c \log \left(\frac{V_f'}{V_0'} \right)}{1 + e_0}$$

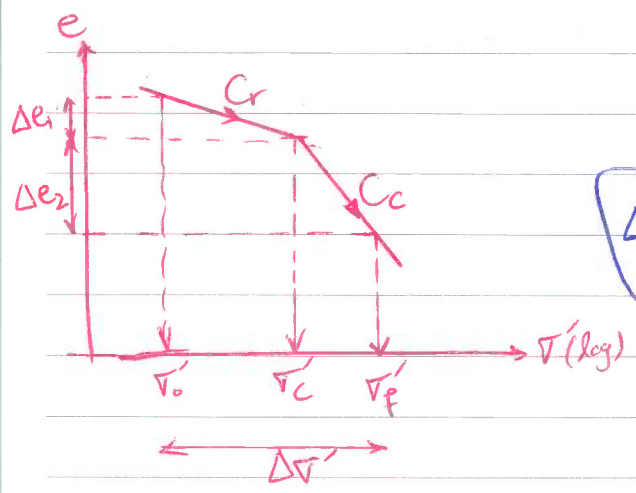
ب) خاک میں دس تعلیم یافتہ $(\sigma'_0 < \sigma'_c)$
حالت اول : $\sigma'_f < \sigma'_c$



$$\Delta H = \frac{H_0 C_r \log \frac{V_f'}{V_0'}}{1 + e_0}$$

σ'_f : مقدار میں موثر دماغ
 σ'_c : تن میں تعلیمی

حالت دوم : $\sigma'_f > \sigma'_c$



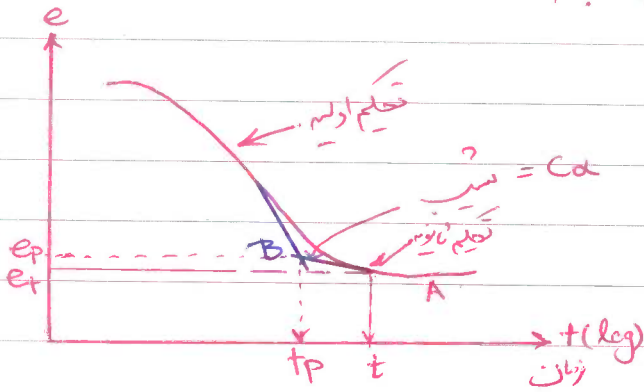
$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_r \log \left(\frac{V_c'}{V_0'} \right) + C_c \log \left(\frac{V_f'}{V_c'} \right) \right]$$

زیرین سوراخ: با استفاده از ضریب تغییر حجم:

$$\Delta H = H_0 m_v \Delta \sigma'$$

عبارت ریاضی و اضافه شدن سوراخ

ضریب تغییر حجم



نشانه تغییر حجم

عبارت ریاضی تغییر حجم

نسبت تخطل خاک در پایان تحمیل اولیه

$$C_d = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right)}$$

نسبت تخطل خاک در پایان تحمیل اولیه

نسبت تخطل خاک در پایان تحمیل اولیه

میزان نشست ناشی از تحمیل ثانویه

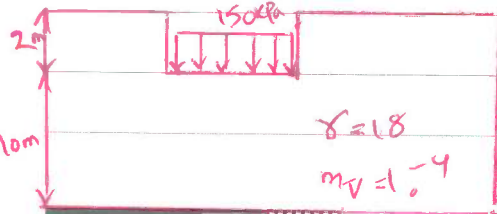
$$\Delta H_s = \frac{H_0 C_d \log\left(\frac{t}{t_p}\right)}{1 + e_p}$$

نقطه نشست کلیم ثانویه

نسبت تخطل خاک در پایان تحمیل اولیه

دلیل: با افزایش شیب خمیری، زاویه اصطکاک داخلی خاک که یکی خاصش می باشد

بلند مدت زلزله در این بر فوردها که خاک ابتدا آماتعی خاکبرداری شده پس بارگذاری روی آن انجام شده است. این برای می باشد، با اصل و وارد بر خاک جا بردارده، از ارتش سوراخ آن تبدیل از خاک برداری را کم کنیم و بعد اضافه شدن را حساب کنیم



$$\Delta \sigma' = 150 - 18 \times 2 = 114 \text{ kN/m}^2$$

جهت q

سرعت تکلم :

نظریه تکلم یک بعدی ترمایی :

فرضیات :

- 1) توده ای خاک (سیستم آب-پس)، همگن و تماماً اشباع (Sr = 100%) است.
- 2) آب و دانه های جلد خاک غیرقابل تراکم هستند.
- 3) آب فقط در مقدار قائم (امتداد ابعاد بار) در خاک جریان یافته و به صورت یک بعدی از آن خارج می شود و سردگی خاک نیز در همین امتداد خواهد بود.
- 4) در صورت تمام سخت گیری، قانون دارسی ($V = Ki$) برقرار است.
- 5) مقدار تغییر شکل ها کوچک هستند، در نتیجه ضریب نفوذپذیری و ضریب تغییر حجم خاک در حین تکلم تغییر قابل ملاحظه ای نداشته و ثابت فرض می شوند.
- 6) بین نشانه حلاه و تنس موثر به صورت مستقل از زمان، رابطه ای واحد وجود ندارد.

معادله ی تکلم یک بعدی ترمایی

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{k_z}{m_v \gamma_w} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

زمان → z
 ضریب تغییر نفوذپذیری قائم خاک → k_z
 ضریب تغییر حجم → m_v
 ضریب تغییر وزن → γ_w
 ضریب تغییر از سطح فوقانی به پس → γ_w

ضریب تکلم قائم

$$C_v = \frac{k_z}{m_v \gamma_w}$$

زمان → z
 ضریب تغییر حجم → m_v
 ضریب تغییر وزن → γ_w

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

تکلم یک بعدی به معنی خاک دایره و افراش هم می باشد.

مقدار تکلم ثابت است.
 اگر تنس ها منبسطی کم افراش باشد، α_v و m_v تقریباً ثابت در نظر می آید.
 نکته نکت 3: دستگاه ادرمتر → هکس دو طرفه است ($\frac{Hdr}{2}$)

روش برست آوردن C_v

تعدادش وجود دارد

1) روش گارتنرین یا روش کاساگرانده (با رسم نمودار $\Delta H - \log t$)

2) روش فیدر زمان یا روش متلور (با رسم نمودار $\Delta H - \sqrt{t}$)

حل معادله تعمیم یک بعدی تراسی:

فرض می شود که توزیع اضافه فشار آب هموای اولیه، در تمام ضخامت لایه یکنواخت است

$$\begin{cases}
 t=0 \text{ شروع تنظیم} \Rightarrow \Delta u = \Delta u_0 = \Delta T \\
 z=0 \text{ در بالای لایه} \Rightarrow \Delta u = 0 \\
 z=2H_{dr} \text{ در پایین لایه} \Rightarrow \Delta u = 0
 \end{cases}$$

H_{dr} : عمق حالت زحمتی

حل معادله به کمک سری فوریه 3

$$\Delta u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\Delta u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

$\Delta u(z,t)$: اضافه فشار آب هموای در عمق z از لایه پرسی، در لحظه t

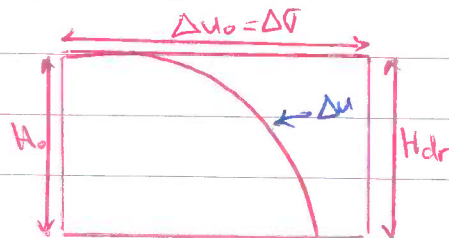
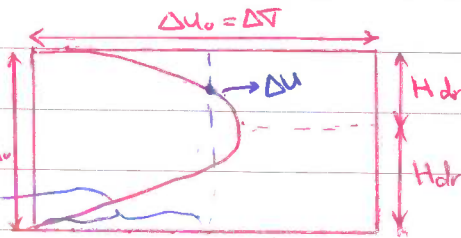
Δu_0 : اضافه فشار آب هموای اولیه که با اضافه شدن وارد شده به خاک برابر است

$M = \frac{\pi}{2}(2m+1)$ که m از صفر تا ∞ تغییر می کند

T_v : پارامتر بدون بعد که به آن عامل زمان یا فاکتور زمان گویند

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$

مقادیر اضافه فشار آب هموای در وسط لایه پرسی از صفر تا H_0 یکنواخت است



زحمتی دو طرفه

زحمتی یک طرفه

نکته مهم: در حالت زحمتی یک طرفه $H_{dr} = H_0$ و در حالت زحمتی دو طرفه $H_{dr} = \frac{H_0}{2}$ است

در این حالت زحمتی دو طرفه اضافه شدن موثر در وسط لایه کمتر از دو انباشته می شود

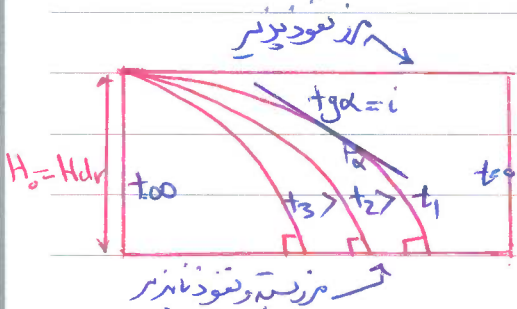
Subject:

Date: NO:

Hdr (مدارمات فحشی) مدی است که برای این مقصود آب (هورن نرها) طرفین لدا اضااف
آ - حفرای خود را فرویند

تعداد ۵۰

به چه معنی ها توزیع اضااف آ - حفرای در لدا ها مختلف برای یک لایه ترسیم می شوند ، معنی ها
هم زمان فآ آب گویند . این معنی ها به هر چه که بعد می شود هم چنین است به اس بر این معنی ها
است به امداد قائم معرف فرایین حیدرولیک (i) است



درم تعلیم ۵ (تشریح تعلیم)

درم تعلیم با امدادی است که به یک آن ، میزان تشریح است تعلیم در یک محل و زمان مشخص ، تعیین می شود
درم تعلیم درم (در لحظه t) را با جلا می دهند :

$$U_z = 1 - \frac{\Delta U_z}{\Delta U_0} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

U در ابتدای تعلیم در یک نقطه لایه برابر هم است اما با گذشت زمان و اضااف فآ آب حفرای ،
انرا پس یافته در ابتدای تعلیم ، اضااف فآ آب حفرای در یک نقطه لایه ، درم تعلیم برابر یک

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta U_z = \Delta T_z - \Delta T'_z \\ \Delta U_0 = \Delta T_{\infty} = \Delta T \end{array} \right\} \Rightarrow U_z = \frac{\Delta T_z}{\Delta T_{\infty}} \rightarrow U = \frac{\Delta T'_z}{\Delta T_{\infty}} = \frac{1 - \Delta U_z}{\Delta U_0}$$

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_{\infty}} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f}$$

$$U = \frac{U_1 H_1 + U_2 H_2}{H_1 + H_2}$$

درم تعلیم متوسط لایه

نسبت لاطل در ابتدای تعلیم
نسبت لاطل در ابتدای تعلیم

حالی زمان درجی نسبت - تعلیم:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2, \quad U < 0.6$$

$$T_v = -0.933 \log(1-U) - 0.085, \quad U \geq 0.6$$

$$T_v = \frac{Cvt}{H_{dr}^2}$$

$T_v (U=50\%) = 0.197$, $T_v (U=90\%) = 0.848$ ← دوجی سهم مهم

نکته مهم: اگر معمولاً از نسبت شیب تعلیم در دولا به ازند نوع خاک را هم مقایسه کنیم در آن صورت دو حالت قابل بررسی است:

1) دولا به دوجی تعلیم یکسانی داشته باشند:

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{H_{dr2}}{H_{dr1}} \right)^2$$

2) دولا به دوجی تعلیم متفاوتی داشته باشند و $U < 0.6$ باشد:

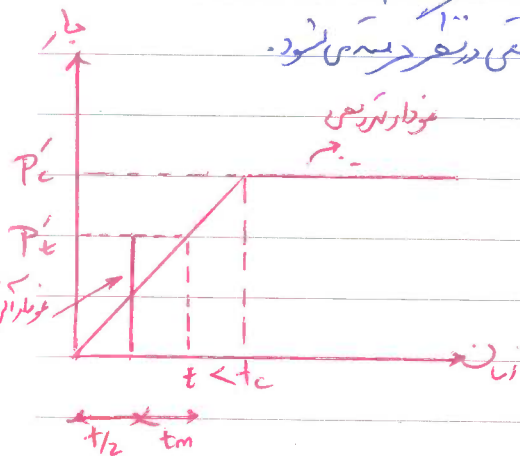
$$\frac{t_2}{t_1} = \left[\frac{U_2}{U_1} \right]^2 \left[\frac{H_{dr2}}{H_{dr1}} \right]^2$$

انرژی زمان نسبت درجی نسبت - تعلیم:

برای لحاظ کردن مدت این نسبت، یک زمان اصلاح شده به جای زمان واقعی در نظر گرفته می شود.

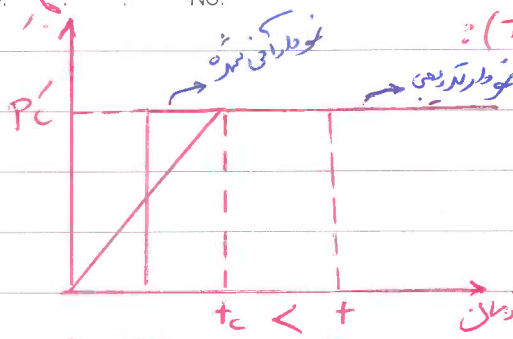
یعنی زمان اصلاح شده (t_m) :

این محاسبه نسبت تعلیم در همین احوال بار (صین نسبت $t < t_c$)



$$t_m = t - \frac{t}{2} \Rightarrow t_m = \frac{t}{2}$$

با محاسبه نسبت تخلیم بعد از اجمال بار (بعد از زمان $t_c > t$):



$$t_m = \frac{t + t_c}{2}$$

یا t_m بارگذاری (اثرهای تخلیم)

* میزان جهت همفراسیت یعنی اگر گودبرداری اول داشتیم

بعد حرکت شود که بارها به جا بر ما مقدار گودبرداری را خنثی کند میزان شروع می شود (تقریباً 72 روزی میزان)

P_c با خالص است که در مدت زمان t_c که در این زمان است میزان اجمال بار می نویسیم) به جانب اجمال می گردد و برابر با طول منهای وزن خاک گودبرداری شده است

تذکره: در حالتی که $t < t_c$ است، چون با بارده شده تا لحظه t برابر طول بار خالص است (P_c) نسبت، بنابراین بعد از محاسبه نسبت باستی مقدار آن را در ضریب اصلاح بار ضرب کرده و کاهش می دهیم:

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{P_t}{P_c}$$

دما فریز حضور بودن
نمودار اجمال بار را بکش

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{t}{t_c}$$

زحمت های ماسه ای

طراحی شده میز در دوران بهره برداری دچار نشست می نامی از بریده تخلیم شود، معمولاً خاک را اصل از ابتدا سازه، توسط عملیات خاکبرداری پس جابجایی می کنند. به علت طولانی بودن عملیات تخلیم، زحمتی همای را به صورت مسافتی (مصنوعی) در داخل خاک ایجاد می کنند تا سرعت زحمتی آب بیشتر شود. این زحمتی همای نوکنند به صورت افقی یا قائم در خاک تعبیه شوند. پس این زحمتی ها معمولاً از مصالح درند ای (مثل ماسه) یا بله نریک مخصوص و نفوذپذیری کم هستند.

* در زحمتی های قائم آب به صورت افقی و در زحمتی های افقی آب به صورت قائم زحمتی دارد و از آن طریق خارج می شود. چون در خاک ها ضریب نفوذپذیری در جهت افقی معمولاً از ضریب نفوذپذیری در جهت قائم بیشتر است، بنابراین آب از طریق زحمتی های قائم زودتر زحمتی می شود. از این رو در صورتی که از زحمتی های افقی و قائم با مواضع بله نریک استفاده شود، تأثیر زحمتی های قائم در تسریع تخلیم بیشتر است.

یا حقیر

* ما تو صبح مرتبه شغای آب برای رسیدن به این جا، تکمیل امضای تکمیل شغای نرسیده

$$(1 - U_{کل}) = (1 - U_x)(1 - U_y)(1 - U_z)$$

درصه تکمیل طی لایه: درصه تکمیل درامندار قائم درصه تکمیل شغای

$$U_{کل} = 1 - (1 - U_x)(1 - U_y)(1 - U_z)$$

از تکمیل درصه راسته باشد

سختی این: سختی این بلافاصله بعد از یادگیری شروع شده و بعد از 10 روز بعد ادامه دارد. درسی سخت است

$$S_e = q \cdot B \cdot \left(\frac{1 - M^2}{E_s} \right) \cdot I_p$$

B = مدول انعطاف (موضعی)
M = ضریب بواسون خاک
q = شدت بارهای سطح است که برابر نیروی وارد بر سطح تقسیم بر مساحت آن است
E_s = مدول ارتجاعی خاک

I_p = ضریب تأثیر عمق که به شکل بی وصلبیت آن بستن دارد. (I_p از مدول مخصوصی بستن می آید)

* * * * * اگر هم صفا ناکمرونی باشد (مثلاً ضریب لایه خاک تا رسیدن به بستن منبسط شده باشد) این در حقوق استفاده می کنیم که به ترتیب ضریب بستن و ضریب عمق I_p و I_r واقع شده است، در این صورت ضریب اصلاح نامیده می شود ضریب اصلاح که از این هستند و نشان دهنده کاهش سختی آن می باشد

$$S_e = q \cdot B \cdot \left(\frac{1 - M^2}{E_s} \right) \cdot I_p \cdot I_r \cdot I_D$$

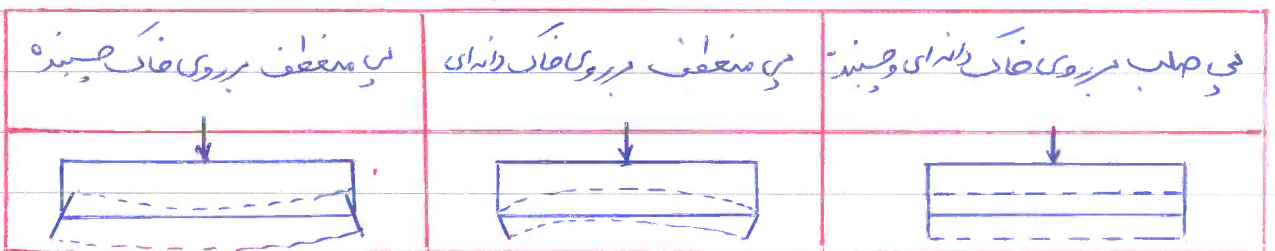
توزیع فشار زیرین و نحوه نشست:

توزیع فشار زیرین به دو عامل بستگی دارد:

- 1) انعطاف پذیری یا صلب بودن پی
- 2) اندامی و چسبندگی بودن خاک زیرین

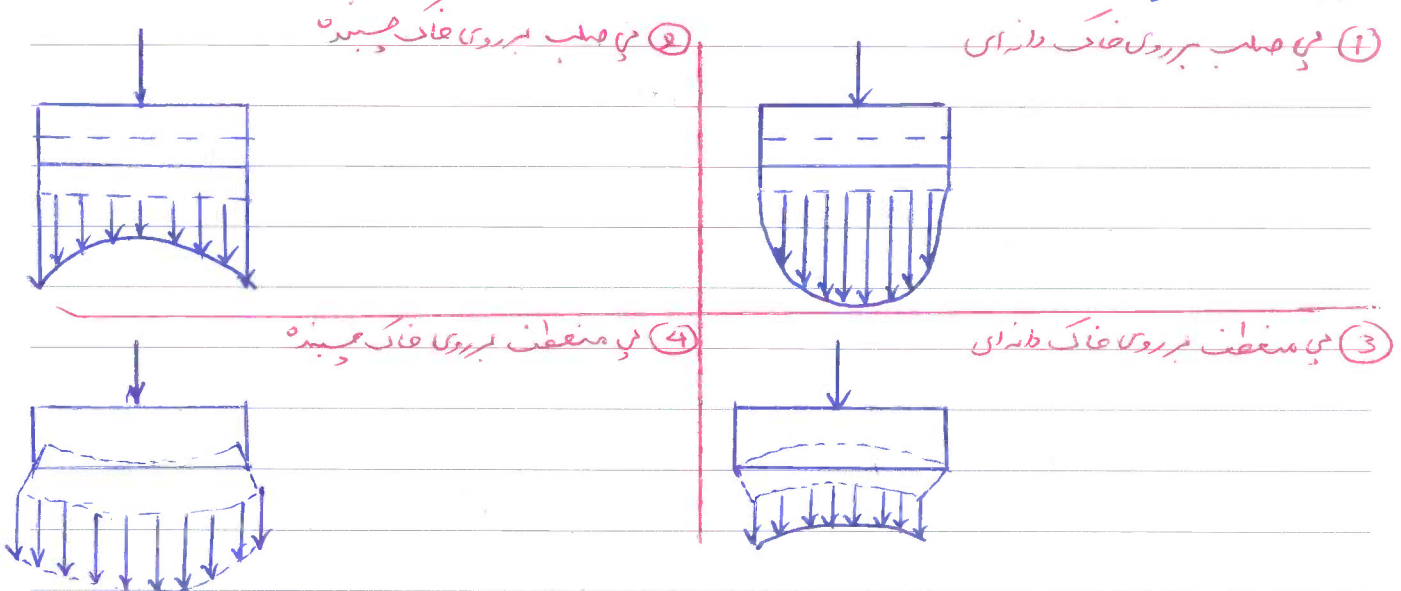
الف) نشست پی:

نشست در زیرین صلب به هموستگی بستگی دارد و در زیرین منعطف، به هموستگی غیر یکنواخت بستگی دارد. علت آن مربوط به انعطاف پذیری پی است.



ب) فشار زیرین:

توزیع فشار زیرین در پی‌ها منعطف بستگی دارد و در پی‌های صلب غیر یکنواخت است. در این حالت (پی‌ها صلب) برای خاک چسبنده فشار در گوشه‌ها عدالتی در مرکز پی عدالت است، در حالی که برای خاک راندامی عکس این مطلب برقرار است، یعنی فشار در مرکز پی عدالتی در گوشه‌ها عدالتی است.



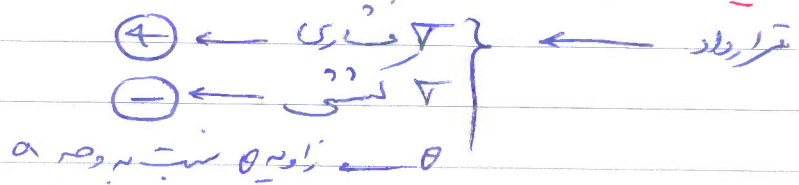
محل نسیم : معادلت برقی خاک ها

Subject:

Date:

No:

دایره موردرضاک :



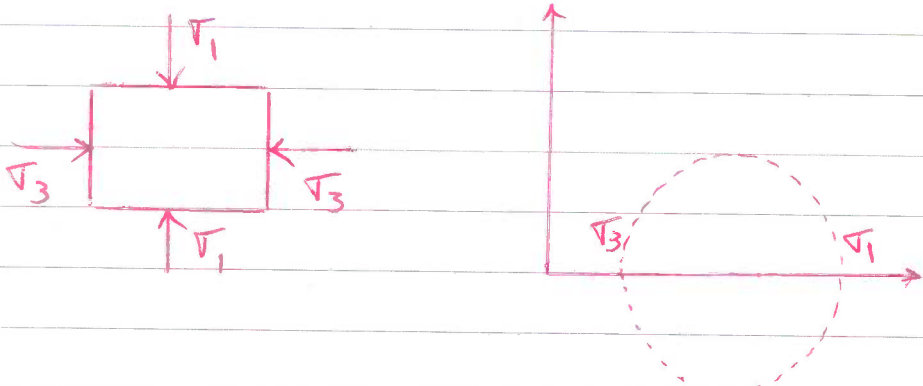
$$V_\theta = \frac{V_a + V_b}{2} + \frac{V_a - V_b}{2} \cos 2\theta - r \cdot \sin 2\theta$$

$$r_\theta = \frac{V_a - V_b}{2} \sin 2\theta + r \cdot \cos 2\theta$$

در معادله اصلاح به بود

خواص صحیح : جهت فرض روی دایره موردرضاک یکی است اگر دایره به اندازه α در دایره به اندازه 2α عمود است

* در خاک دایره نسیم برقی همفرست و نسیم اصلی نسیم ها روی وجه خارجی اند



نسیم اصطفالی معادلت برقی (نسیم محور کولمب) :
بر مبنای نسیم اصطفالی بین سطح معادلت خاک را در برابر نسیم می بسازیم

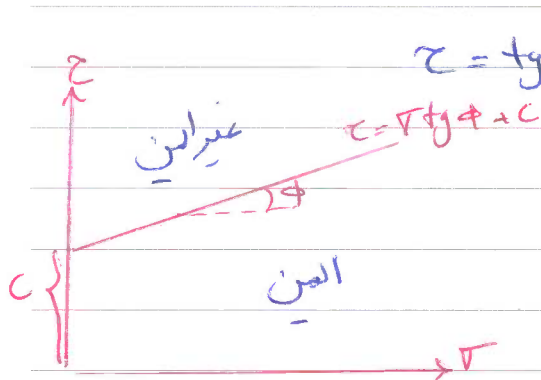
$$r = \frac{V}{\rho} \times \tan \phi + C$$

نسیم برنال عدد بر سطح

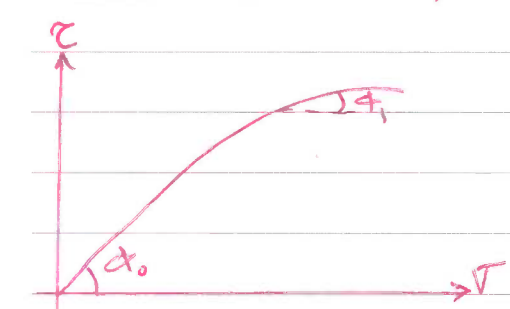
زاویه اصطکاک

میدان خاک

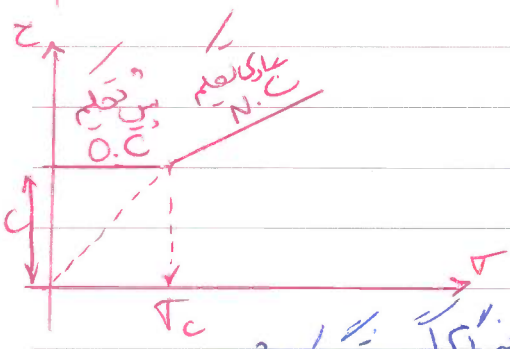
نقطه ۳: } درخت های دانه ای ← ϕ تعیین کننده در مقاومت برشی
 درخت های برشی ← c تعیین کننده در مقاومت برشی



نقطه ۴: درخت های دانه ای ← $c = 0$ ← $\tau = \sigma \cdot \phi + c$
 خط مستقیم موثر در کلب (پوش لسیف) ؟



پوش لسیف درخت درست تانه و
 ذرات و ... در اثر فشار حجمی تیرکوشنی
 دانه ها از بین می رود
 که دانه اصطکاک کاهش می یابد

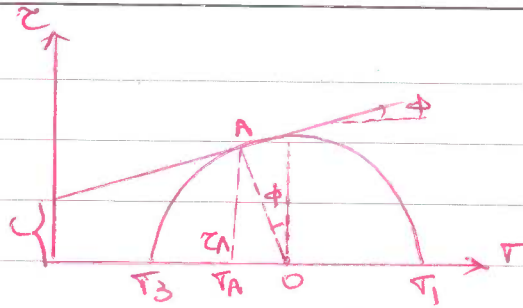
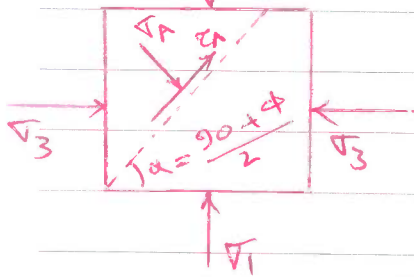


پوش لسیف درخت های عاری از تعلیم و تعلیم ؟
 پیش تعلیم باعث بروز چسبندگی درخت های چسبندگی می شود
 عاری از تعلیم ← چسبندگی ندارد ← از مبدأ عبور می کنند

$C = 0$ ⇒ حاد پس عاری از تعلیم باشد

درخت های لسیف با کاهش حجم همراه است
 اگر نقطه ای از دانه به خط لسیف برسد، آن نقطه لسیف رسیده است

درخت تعلیم : $\tau_h = \tau_v K_0 + u$



$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \times \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \times \cot \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \times \sin \phi$$

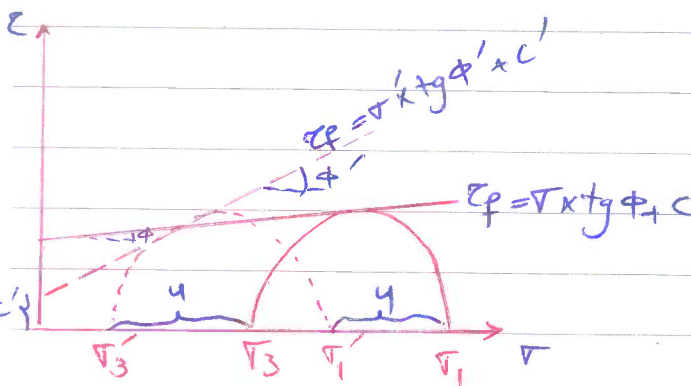
ϕ همواره کمترین زاویه بر سطح است و هر چه بزرگتر σ_3 و هر چه کوچکتر σ_1 باشد، زاویه بر سطح کم می‌شود.
 * در تعیین زاویه بر سطح کمترین، از این نکته استفاده می‌کنیم که هر چه σ_3 بزرگتر و σ_1 کوچکتر شود، زاویه بر سطح کم می‌شود.

$$\tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{و} \quad \tan(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{c + \sigma \sin \phi}{\sigma - c \sin \phi}$$

معادلت برشی با استفاده از سن مویر:

در اصل تنش مویر در تقاطع برشی قائم‌الزاویه در واقع آب برش تحمل می‌کند.

همان فرمولها مثل قبل است فقط جای ϕ از ϕ' و به جای σ از σ' استفاده می‌کنیم. (c', c)



دو نمودار به اندازه u با هم فاصله دارند.

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$



$$T_1' = T_3' \times \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$T_1' - T_3' = 2c' \cot \phi' + (T_1' + T_3') \sin \phi'$$

در حال کنده ای سے فضا اعمالی سے کوئی مدت ← تبدیل برتنس موثر

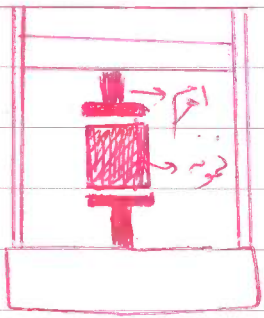
در حال رسی سے فضا اعمالی سے کوئی مدت ← بر جنسی تبدیل میں ہوگا
 ← برتنس موثر تبدیل میں ہوگا

شرایط زحلی شدہ زحلی شدہ؟

1) زحلی شدہ: اما تغیر ہم لیت ← موثر صرا لم عمل ہوگا ← هیچ تنسی ابعاد عمل ہوگا
 ($u = \bar{v}$ و $T' = 0$)

2) زحلی شدہ: در امر اعمال تنس ط (T)، موثر تم لم صرا لم عملی ہوگا ← آب جی اصمانہ خارج عملی ہوگا
 س فضا آب صفر ای بر جفر صرا رسد سے تمام تنس برتنس موثر تبدیل میں آگردد

کلونہ جارا صرحی (c' و ϕ') را تعیین کنیم؟



1) آیزل تک محوری 3

لمونه استوانه ای است
 q_u ← مقادیر تک محوری
 چون این آیزل محدود شده است
 مقادیر فضا لمورد شده $q_u =$

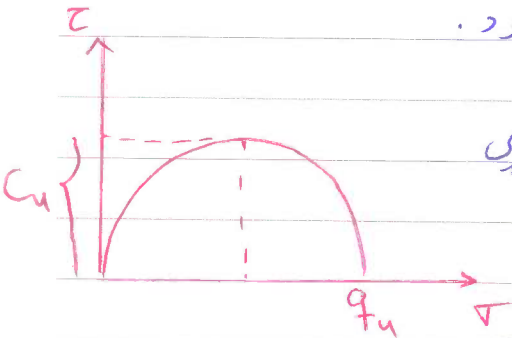
$$F = C_u \times A$$

تندری اثری

نسخه مقصود

این آزمایش سریع انجام می شود - از زحمتی نبرده است

در آزمایش تک محوری فقط خاک می بیند آزمایش می شود.



در آزمایش تک محوری $\begin{cases} \sigma_3 = 0 \\ \sigma_1 = q_u \end{cases}$

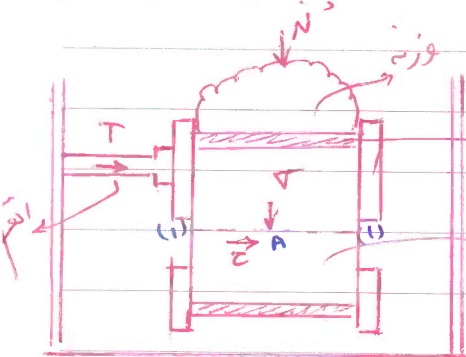
می توان این آزمایش را می توان C و ϕ خاک را تعیین کند

$$C_u = R = \frac{q_u}{2}$$

در آزمایش تک محوری

عند مبدل زحمتی نبرده

این معادلت برای خاک زحمتی نبرده



2) آزمایش برش مستقیم (معمول ترین)

برای هر موقعی دانند و عینده قابل کاربرد است.
 قدرتی N روی خاک قرار می گیرد. $\sigma = \frac{N}{A}$
 پس نیروی برشی $\tau = \frac{T}{A}$ وارد می شود.

سطح 1-1 نشان دهنده تئوری اصطکاک است. فقط $\frac{A}{A} \sigma$ بر روی پوست گسیختگی قرار دارد.
 برای رسم پوست گسیختگی به نقطه روی خط گسیختگی در نظر می گیریم و آن ها را روی کاغذها

$$\frac{T}{A} = \frac{P}{A} + \sigma \phi + C$$

در جدول اینطوری می داری

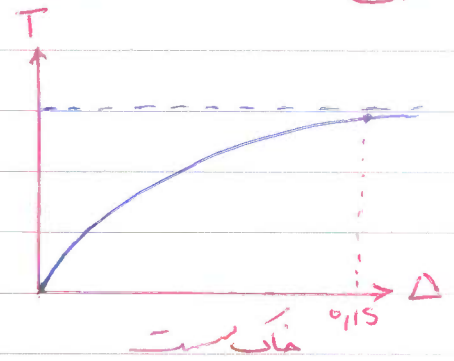
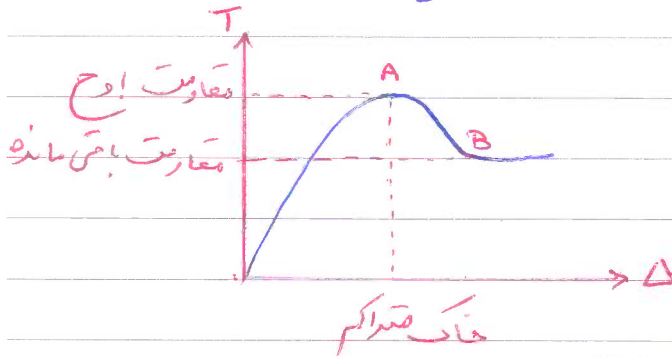
توجه: این آزمایش به سه شیوه قابل انجام است

- 1) تند (UU) : N و T به سرعت اعمال می گردند - همه زحمتی نیست
- 2) نیمه سریع (CU) : N به کندگی اعمال می شود و T به سرعت اعمال می شود.
- 3) کند (CD) : N و T هر دو به کندگی اعمال می شوند - زحمتی وجود دارد.

* در خاک های پدیداریت کم - تند یا نیمه سریع انجام می شود
 در آزمایش برش مستقیم هوا را زود به پوست گسیختگی می رسد

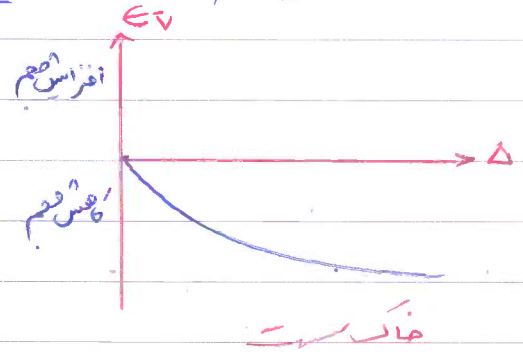
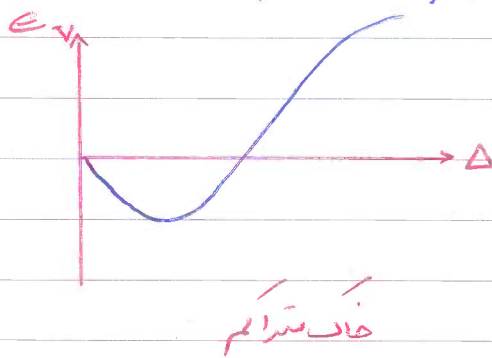
* دو نوع فشار از آرایش برش هدم:

- ① فشار (1) در خاک های متراکم و نیروی برشی اول افزایش پس کاهش
- ② فشار (2) در خاک های سست و نیروی برشی همواره افزایش



در رفتار (1) خاک به حدی مقاومت خود می رسد و در آخر مقاومت باقی مانده دارد.
 در رفتار (2) آرایش را حاصل می شود که تغییر شکل افقی خاک برابر 15٪ طول نمونه رسیده باشد.

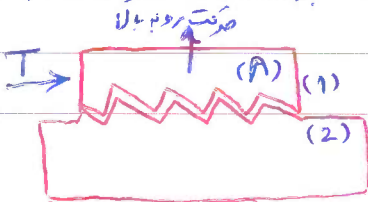
نکته: با نصب گنج های تراشه های تقریبی تغییر حجم نمونه را رسم کرد:



خاک های سست همواره کاهش حجم دارند. (رفتار انقباضی)

سوال: چرا افزایش حجم در خاک های متراکم داریم؟

زیرا برای تسطیح و حرکت سطح متراکم و قفل و بست شده ی (1) بر روی (2) جابجایی به جهت حرکت رو به بالا A و افزایش حجم نمی آید.

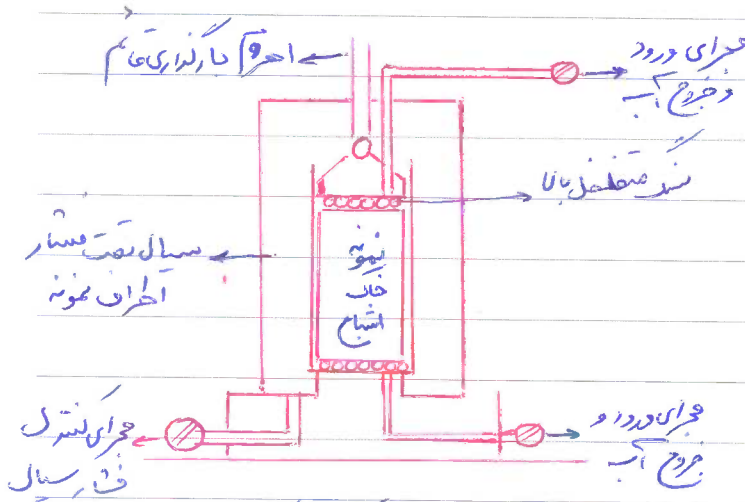


عدد از اقراس هم در خاک مترانم در نهایت هم ثابت می شود. (۳۴)
 در خاکها است هم در آخر هم ثابت می شود (۳۴)

معادله آرایش برش مستقیم:

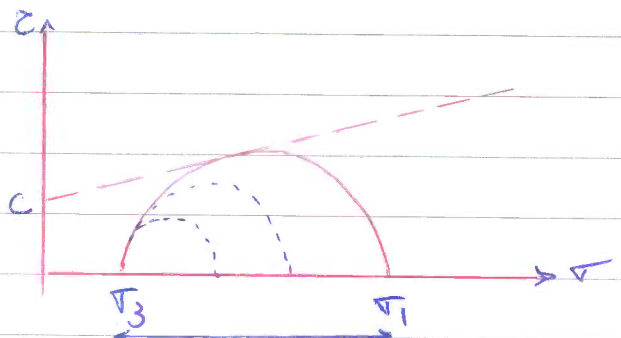
- ۱) سطح کسینگی به صورت امپاری همان سطح بین دو نیمه تعبیر برش است، در حالی که عمیق است این سطح صاف ترین سطح خاک باشد.
- ۲) توزیع تنش برشی در سطح کسینگی یک یوونت نیست تنش ها برشی در نزدیکی ناحیه برش فزوده بیشتر و در وسط خاک کمتر است.

۳) آرایش سه محوری:



در این آرایش اطراف نمونه با آب پر می شود تا فشار همه جانبه به نمونه وارد گردد. به دلیل وجود نمک های لایتنی، آب خارج به نمونه خاک تماس نخواهد داشت نمونه خاک اشباع است.

در این آرایش دایره مورد را ابتدا در نقطه است و با اقراس فشار دایره مورد به سمت جلو میزنند تا در نهایت به یونس کسینگی می رسد.



به یونس تنش انفراس نیز می رسند

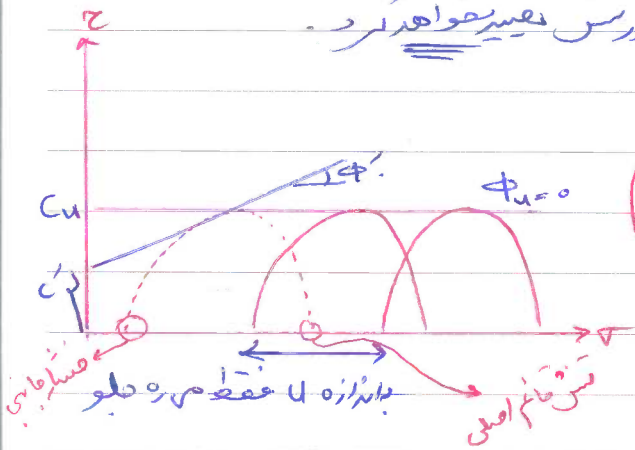
تلمته و امعاء مهمه چون آرایش سه محوری یعنی برین همواره در نظر می آید سه است بر آرایش های قبلی مقاومت کمتری را آرایش می کند

- 1) اگر شیشه زجغلی باشد : آب اضافی خارج می شود و تنش های ایستایی بر تنش موثر تبدیل می شوند
- 2) اگر شیشه زجغلی نباشد : آب خارج نمی شود و فشار وارد به فت آب حفره ای تبدیل می شود

انواع آرایش سه محوری :

1) تحلیم نیافته ، زجغلی نشده (UU) :

یک آرایش سه بع است. چون زجغلی نداریم دایره مورس تغییر نخواهد کرد (تنش مورس ثابت است) مسائل مشترک یک خط افقی است



$$\sigma_u = 2 C_{uy} \left(\epsilon_s + \frac{\phi_{uy}}{2} \right)$$

لا این آرایش نمی تواند C و phi جای را از بین ببرد فقط C یا phi بزرگتر زجغلی شده خاک را می دهد. C در می سبب مقاومت برسی کوتاه مدت خاک حکما برسی به طرز رود

* اگر آرایش UU در نمونه غیر اشباع یا رس ترک دار انجام شود، پوسش تسهیل می آید که سه محوری خواهد بود و پس افقی می شود. با افزایش فشار سلول، درجه اشباع نمونه افزایش و phi کاهش می آید

2) تحلیم یافته ، زجغلی شده (CU) :

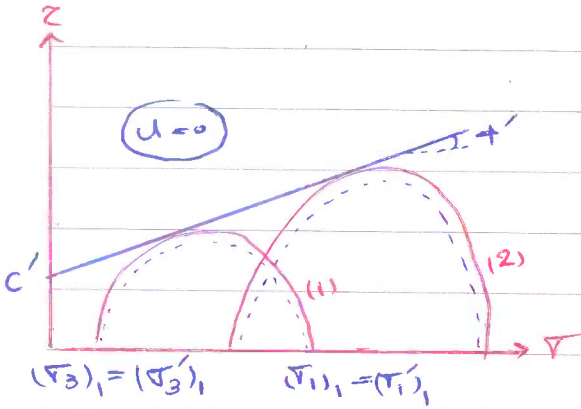
چون در مرحله اول خاک کمت فشار سه جانبی تحلیم می آید، خاک تنش هم جانبی به تنش مورس تبدیل می شود

در نمونه دوم اگر فشار سه جانبی بیشتر شد، مقاومت برسی در نمونه دوم افزایش می آید و دایره مورس آن بزرگتر می شود. با ترسیم مسائل مشترک دایره مورس و phi بدست می آید. این آرایش نیز سه بع است.

3) تعلیم یافته، زحلشی شده (CD) و

این آرایش کنده است.

در این آرایش فشار آب صفرای اهنانه همواره صفر است



مس تنس حل هتس مریتر در ابر است (۴۴)

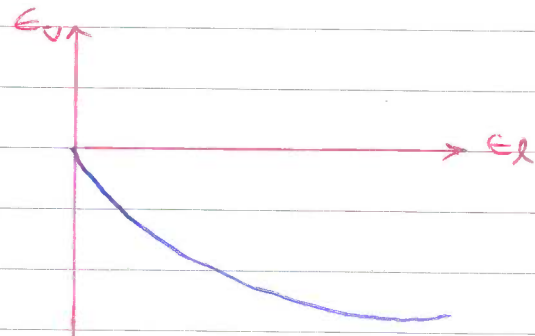
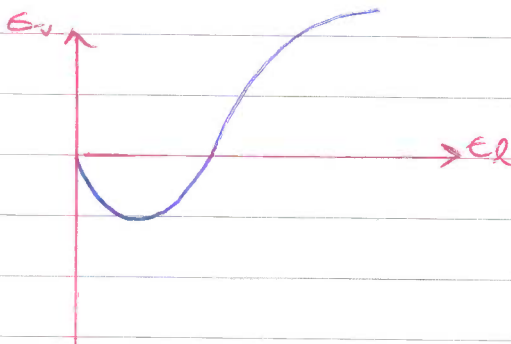
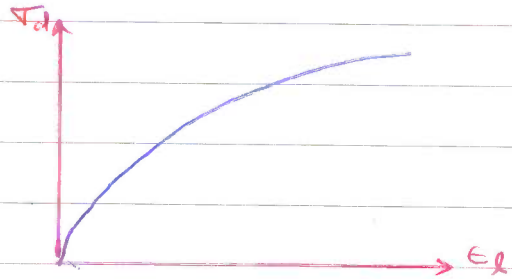
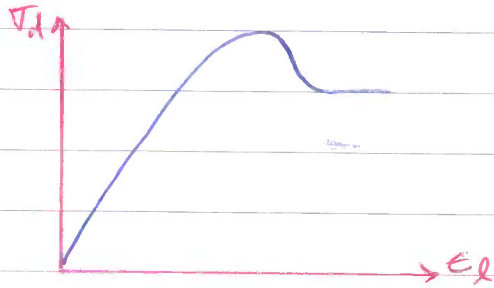
یعنی در CD همواره با $\phi > \phi'$ فرول هارا کورس کنیم

و در این همواره $\phi' > \phi$

رفتار خاک در آرایش سه محوری و

رفتا 1) خاک هک رنده ای متراکم یا ریس هک سس تعلیم یافته (OCR > 1)

رفتا 2) خاک هک رنده ای مست یا ریس هک عادی تعلیم یافته (OCR = 1)



خاک متراکم یا (OCR > 1)

خاک مست یا (OCR = 1)

سهج تغییر حجمی اتفاق می افتد

نکته:

در مرحله اول تغییر حجم ولی در مرحله دوم تغییر حجم نداریم

UU

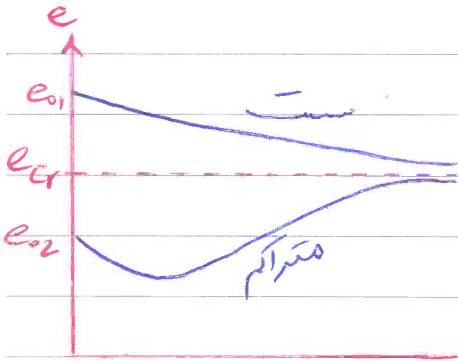
CU

CD

در آرایش

لا الرز که کم باشد
حجم ثابت است

* معمولاً نمودار تغییر حجم برای آرایش CD انجام می شود.



نمودار تغییر حجم بر مبنای e

در یک فاد اشباع یا غیر اشباع حجم هفوات کاهش یافته

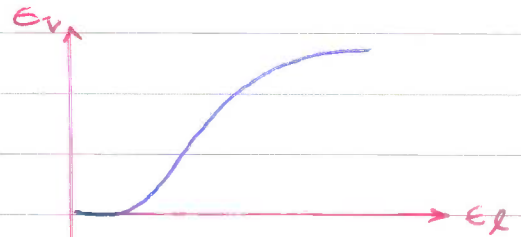
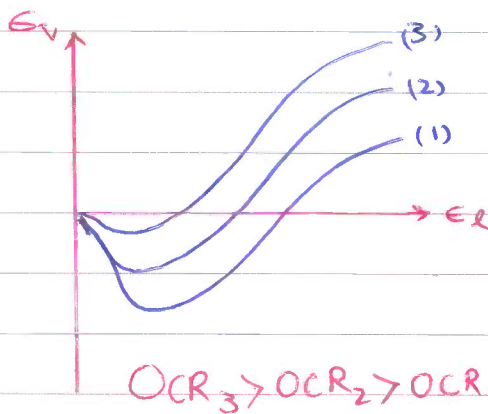
د e کم می شود $(e = \frac{v_v}{v_s})$

* در خاک که نسبت هواره e در حال کاهش است

یعنی هواره کاهش حجم رخ می دهد

در حالت مترکم دست در آفر به e یا نشانه علامت برانی می رسند

نکته مهم: هر چه خاک مترکم تر \leftarrow نفس کاهش حجم کوچکتر و نفس افزایش حجم بزرگتر خواهد بود.

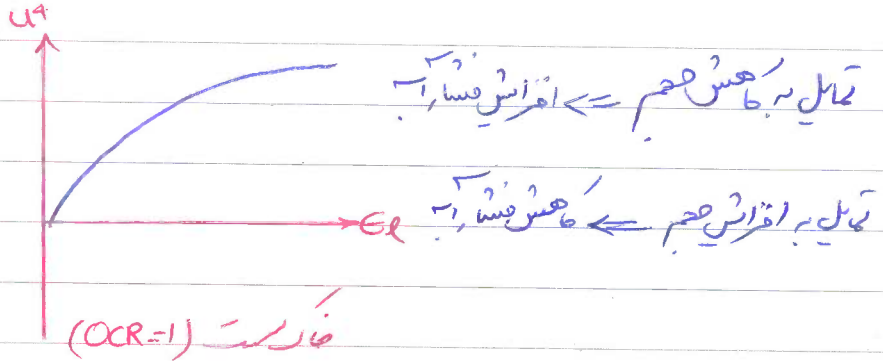
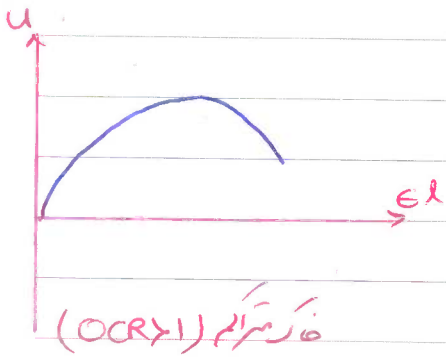


لے طه از $OCR > 4$ به بعد افزایش حجم غالب خواهد بود.

نکته: فشار هواره بسیار با مقاومت برشی زحلی شده خاک رس (کارای تکلم یافته) ارتباط مستقیم دارد.

نمودار تغییر فشار آب حفره ای (u - e_l)

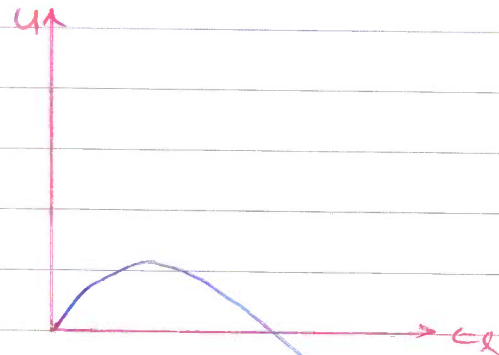
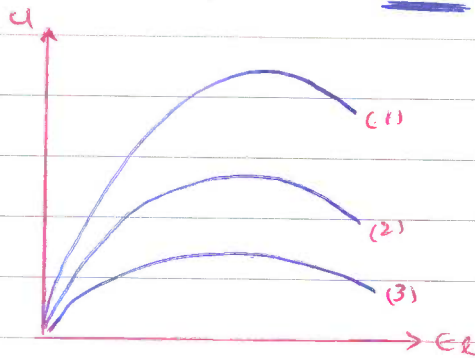
باید حتماً شرایط زخمی نشده به قرار باشد تا اضافه شدن آب حفره ای را دست نبردیم.
 پس می توان نتیجه گرفت در این شرایط (مراحل اول و دوم) و (u) (مراحل دوم) امکان ایجاد
 اضافه شدن آب حفره ای وجود ندارد.



تغییر به کاهش حجم ← افزایش فشار آب

تغییر به افزایش حجم ← کاهش فشار آب

نکته: در حالتی که فشار آب حفره ای همواره در حال افزایش است.
 در فشار متراله max یعنی در دم و از نقطه max شروع به کاهش می کند تا جایی که
 فشار آب حفره ای در لحظه کاهش منفی شود. (OCR > 4)

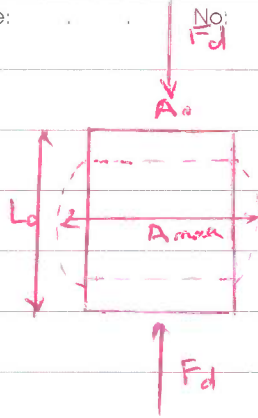


$$OCR_3 > OCR_2 > OCR_1$$

OCR > 4

اصلاح وقت در این سازه ها:

در بعضی خاک ها نمونه بتخل نموده می شود.



تخل نمونه F_d

$$V_{ave} = \frac{F_d}{A_{ave}}$$

$$A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}}$$

تغییر مقدار حجم نمونه

$$A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_l}$$

فقط در CD, CU, UU

در شرایطی خاص شده $\Delta V = 0 \Rightarrow A_{ave} = \frac{A_0}{1 - \epsilon_l} \Rightarrow A_1 = A_0 \times \frac{L_0}{L_1}$

مثلاً نمونه ای می باشد که هم آب خارج شده باشد و هم فلان است باید سطح وارده را از این فرمول بدست آورد

کاربرد عملی پارامترهای مقاومت برشی خاک و

می تو به CU م باشد

- CD**
- 1) پایداری در زمان تست ششروانی خاک
 - 2) سدهای خالی در حالت تراوش پایدار
 - 3) خاک نرمی کند روی خاک پس اشباع
 - 4) بارگذاری کند یا تند بر روی خاک فیلد اشباع

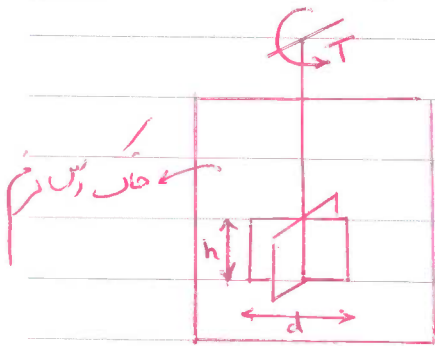
- CU**
- 1) بررسی افت سریع سطح مخزن آب در سدهای خالی مدت حاس از زمان تست
 - 2) ساعت سازه 2 سرعت سریع روی سدها
 - 3) بارگذاری زلزله
 - 4) اگر تست موثر حاکم باشد می توان پارامترهای موثر مقاومت برشی را بدست آورد

- UU**
- 1) پایداری کوتاه مدت ششروانی خاک
 - 2) سدهای خالی پس از زمان تست

نکته: در خاکها کاملاً خنث (ماسه درین) از اول همه بار تو سازه ها می باید خاک تخل می شود و باقی سازه از پارامترهای موثر مقاومت برشی (ϕ' و c') استفاده شود.

در خاکها ماسه ای نسبتاً نسل، به هنگام زلزله فشار آب منفی می ایجاد می شود که می تواند باعث تخل هم می شود. در این حالت تست موثر هم فرشته و به علت جوش ماسه خاک دچار روانگرایی می شود.

④ آزمون برش دانه (Vane Shear Test) :



این آزمون در صفا و مبروی برش صورت میگیرد
در همین گسیختگی، خاک مبروی سطح جانبی استوانه و سطح
قاعده بال و پایین گسیختگی شود.

$$T = \pi \cdot C_u \times \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)$$

میبندی زحمتی نشده خاک بری

آزمون برش سریع انجام میگیرد و فرصت زحمتی ندارد.

حساسیت برش ها :

برخی برش ها در اثر دست خوردگی ساختار آن تغییر کرده و مقاومت خود را به شدت از دست می دهند.

$$\text{حساسیت برش} = \frac{\text{مقاومت دست نخورده برش}}{\text{مقاومت دست خورده برش}}$$

برای تعیین حساسیت برش آزمون برش

بین ۹۰ تا ۱۰۰

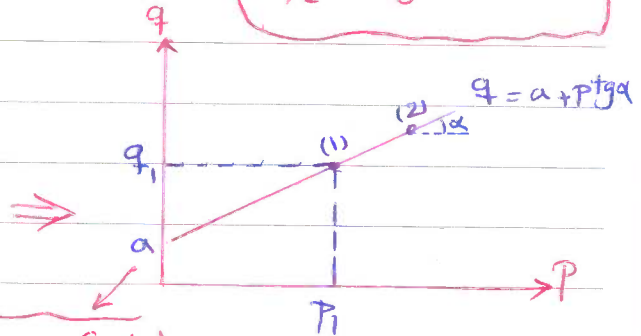
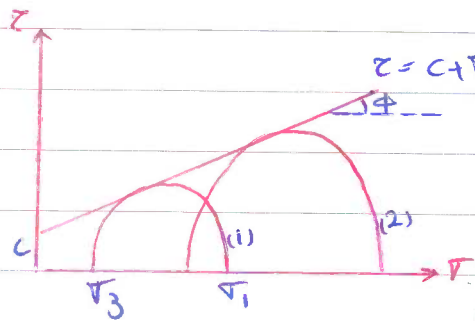
در برش ها حساس

$$P = \frac{\tau_1 + \tau_3}{2}$$

$$q = \frac{\tau_1 - \tau_3}{2} = \frac{\tau_d}{2}$$

برای برش گسیختگی در فضای P و q :

$$\text{تangent} \quad \text{tg} \alpha = \sin \phi$$



$$a = c \times C_u \phi$$

No:

$$V_1 = V_3 \times \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \times \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \Rightarrow \boxed{q = C \cot \phi + P \sin \phi}$$

در فضای P و q هر دایره مورد نظر نقطه تقاطع سفلی وجود دارد.

$$\sin \phi = \tan \alpha \Rightarrow \boxed{\phi = \text{Arc Sin}(\tan \alpha)}$$

$$a = c \cdot \cot \phi \Rightarrow \boxed{c = \frac{a}{\cot \phi}}$$

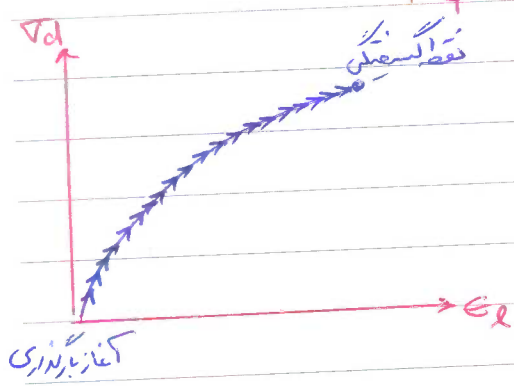
در تنش مؤثر $\Rightarrow P' = \frac{V_1 + V_3}{2}$ و $q' = \frac{V_1 - V_3}{2}$

$\Rightarrow \begin{cases} P' = P - u \\ q' = q \end{cases}$

سیر تنش 3

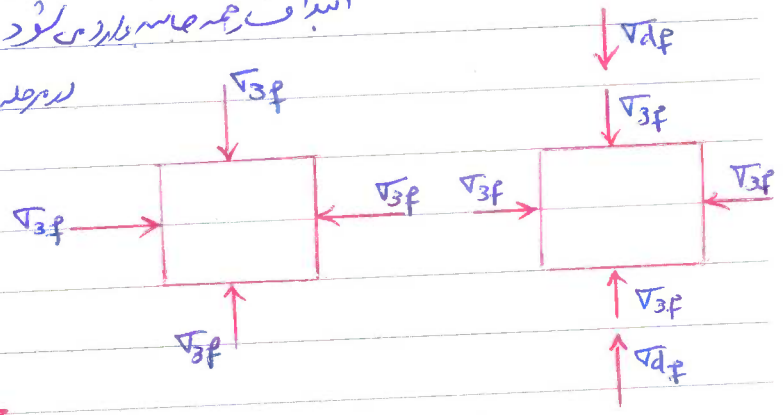
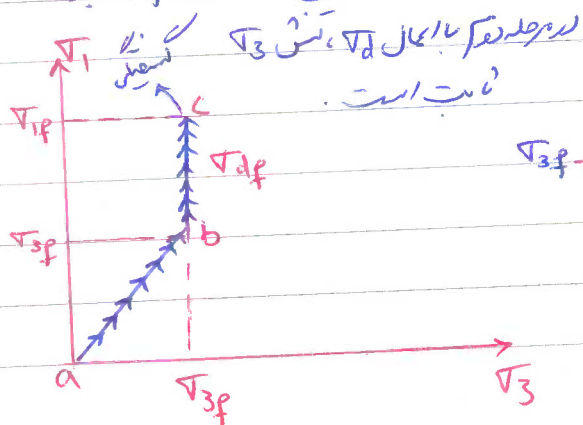
میرتفسیر: تنش از لحاظ آغاز بارگذاری تا لحظه تسفیل به گونه خاص را میرتنش گویند.

معمولاً میرتنش برای آرایش سه محوری بررسی می شود.

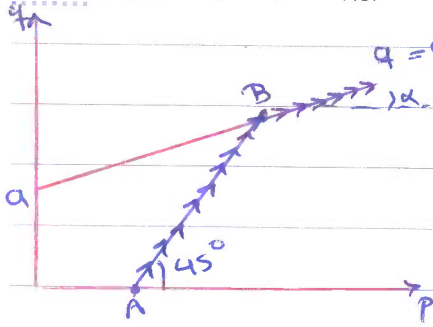


سیرتنش آرایش سه محوری در فضای (V_3, V_1)

استدلال: همه جبهه بارز می شود و تنش از منتهی شروع می شود V_{3f} برسد.



مسیر تنش آرایش سه ضلعی در صفحه (P و q) :



نقطه نقطه B →

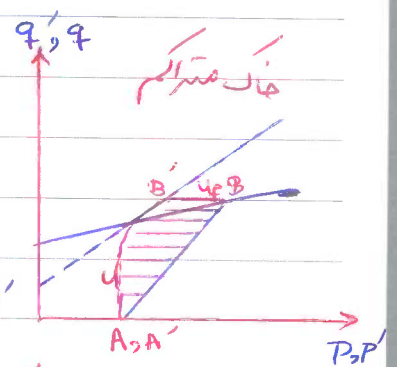
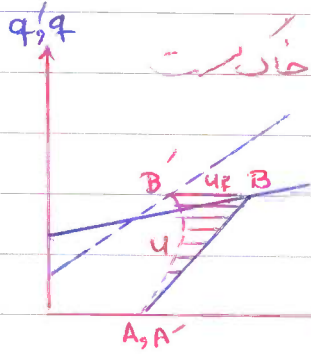
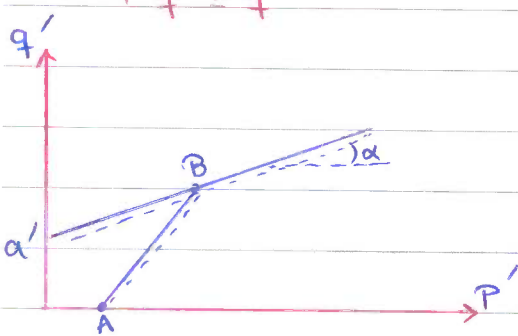
$$\begin{cases} P = \frac{\sqrt{1} + \sqrt{3}}{2} = \sqrt{3}f + \frac{\sqrt{3}df}{2} \\ q = \frac{\sqrt{1} - \sqrt{3}}{2} = \frac{\sqrt{3}df}{2} \end{cases}$$

مسیر تنش موثر :

1) در آرایش زغلسی شده (CD) چون ف آب صفه ای برابر است، مسیر تنش و مسیر مؤثر بر هم منطبق خواهند بود.

2) در آرایش زغلسی نشده (CU) فسا، آب صفه ای غیر صاف است. الفضا، آب صفه ای در هر نقطه برابر با باشد، داریم :

$$\begin{cases} P' = P - u \\ q' = q \end{cases}$$

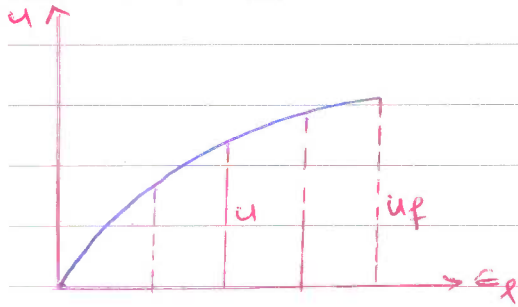


آرایش زغلسی شده CD

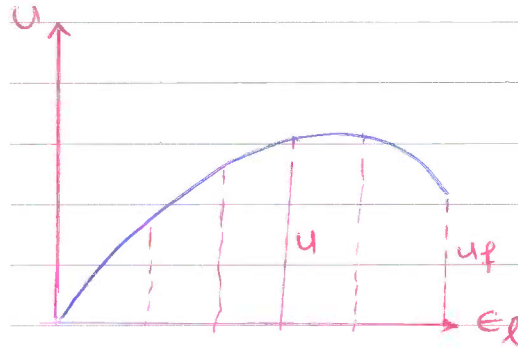
آرایش زغلسی نشده CU

نکات مورد توجه :

- 1) مسیر A'B' غیر صاف است
- 2) نقطه B روی پوش گسیختگی تنش ط و نقطه B روی پوش گسیختگی تنش مؤثر قرار دارد.
- 3) نقطه شروع مسیر تنش ط و مؤثر (A و A') بر هم منطبق است چون در شروع مرده دم CU فسا، آب صفه ای صاف است.

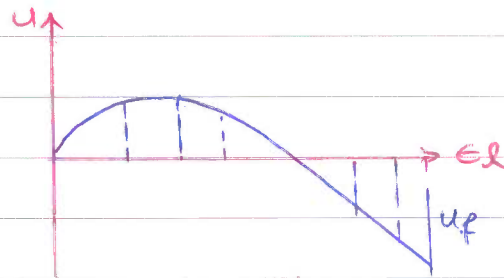
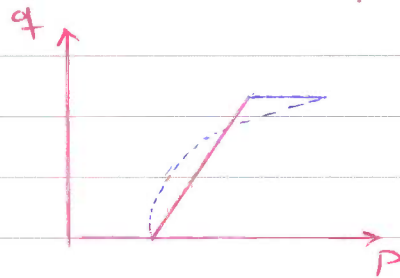


در خاک های گسیختگی چون ماسه و آب هغوه ای در طول آزمون حواره در حال افزایش است فاصله بین AB و A'B' به تدریج از صفر بزرگتر می شود تا به مقدار u_f برسد.



در خاک های تراکم یافته آب هغوه ای ابتدا افزایش و پس کاهش می یابد. در نتیجه فاصله بین AB و A'B' نیز در ابتدا افزایش و پس کاهش می یابد تا به u_f برسد.

سوال فون نمودار تنش طولی و ضریب افزایش CU در خاک با OCR ۰.۴



ضریب ماسه و آب هغوه ای اسکمیون (A و B) ۳

① ضریب ماسه و آب هغوه ای B ۳

این ضریب ماسه و آب هغوه ای ایجاد شده در حالتی که یک طرف حجم جاننده تراکم شده است و یک طرف آن تراکم نشده است.

ضریب B فقط تابع رطوبت است.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{\text{مسا و آب هغوه ای ایجاد شده}}{\text{تنش عمود جاننده اعمال شده}}$$

(در حالت خاص) $\Rightarrow \Delta T_3 = \Delta u + \Delta T' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta T_3} = 1$

(در حالت غیر اشباع) $\Rightarrow \Delta T_3 = \Delta u + \Delta T' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta T_3} < 1$

\uparrow ضریب $B \Rightarrow \uparrow$ درصد اشباع x_r

(2) ضریب مسأله آب هفزه ای A :

این ضریب جهت تعیین مسأله آب هفزه ای ایجاد شده در اثر اعمال تنش انحرافی بر کار می رود.

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta T_d} = \frac{\text{مسأله آب هفزه ای ایجاد شده در اثر تنش انحرافی}}{\text{تنش انحرافی}}$$

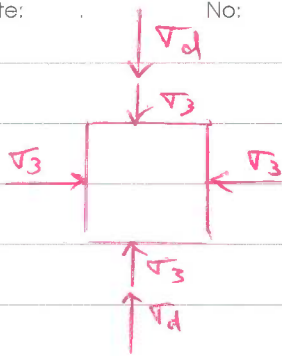
در مرحله دوم از آنجایی که محوری CU و UU که شیبی زحلشی پیدا است، با اعمال تنش انحرافی بعضی از این تنش به آب هفزه ای و بعضی به تنش مؤثر تبدیل می شود.

ضریب A به عوامل مثل درصد اشباع، نوع خاک، نسبت پدیده تعلیمی (OCR)، فشارهای اولیه بستگی دارد.

- خاک های رسی با چسبندگی زیاد $1 < A_p$
- خاک های با قابلیت فشردگی زیاد یا رسی های عاری از تعلیم یافته $(OCR=1) \quad 0.5 < A_p < 1$
- خاک های با قابلیت فشردگی کم یا رسی های کم پدیده تعلیم یافته $0 < A_p < 0.5$
- خاک های با قابلیت فشردگی کم یا رسی های بسیار پدیده تعلیم یافته $(OCR > 4) \quad -0.5 < A_p < 0$

نکته: اگر در یک خاک زحلشی شده، شرایط تغییر شکل هفزه ای باشد $A_p = 1$

* اثر یک این زهلی نشده خاک کت اعمال
تنش هم جانبی و انواض ترا کرد:



$$U = B \times \sigma_3 + A \times \sigma_d$$

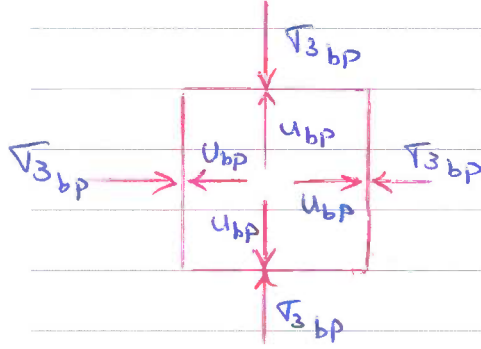
نکته: اگر نمونه خالی به صورت زهلی نشده، تغییرات تنش اصلی کل به میزان $\Delta \sigma_1$ و $\Delta \sigma_3$ مواجه
کردن میزان تغییرات σ_3 آب - خفه ای برابر است با: $\Delta \sigma_3$ مکان است صورت افقی وارد کرد

$$\Delta U = B \times [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

تعلیم یافته

سبب فشار (Back Pressure) :

در بعضی موارد در آزمونهای سه محوری قبل از آغاز، σ_3 آب - خفه ای درون نمونه خاک
را مقداری افزایش می دهند. در این حالت σ_3 آب - خفه ای اولیه در درون خاک را σ_3 u_{bp} نشان می دهند.



$$(\sigma_{3 bp} = u_{bp} \Rightarrow \sigma'_3 = 0)$$

جهت جلوگیری از خرابی نمونه در اثر سبب فشار، باید همزمان تنش عمده جانبی
اطراف نمونه را نیز به همان اندازه افزایش داد تا تنش مؤثر در آنجا
ثابت بماند.

اگر در شرایط خفوق نمونه تحت آزمون سه محوری قرار گیرد، تنش مؤثرها تغییر می خواهند داشت اما فشار
آب - خفه ای و تنش کل هر دو به میزان u_{bp} افزایش می خواهند داشت.

دلیل برگشتی من شماره

1. اشباع سازی حامل نمونه

2. حلویتری لیکس (ف، آ، منض) ← اماضت، آ، ب صفوان (ر، ۶) OCR منض می بود

3. مدلسازی شماره آ، ب وجود در جل

دعا شدت جا:

1. نمونه های قاشقی کاملاً درست خورده می باشد

2. نمونه های دست خورده برای آنالیز های تقطیم، مقاربت بزرگی و ... مناسب می باشد
نمونه های دست خورده برای آنالیز های دانسیته، خاک، تعیین حدود اثر بزرگی و ... مناسب است

نکته شد: اگر در سوال نش بزرگی و نزال رصغی لسیستی مطرح بود داریم:

$$\tau_f = \left(\frac{\tau_1 - \tau_3}{2} \right) \sin 2\theta = \frac{1}{2} \Delta \tau_d \sin 2\theta \quad \leftarrow \text{نش بزرگی}$$

$$\tau_f = \left(\frac{\tau_1 + \tau_3}{2} \right) + \left(\frac{\tau_1 - \tau_3}{2} \right) \cos 2\theta \quad \leftarrow \text{نش نزال}$$

زاویه صغی لسیستی $45 + \phi_2$

نکته شد: ϕ پارامتر است و با افزایش فشار محضای تعیینی می کند

نکته شد: اگر در سوالی گفته شد لسیستی، کاهش نش قائم انجام می شود باید در سوال ها نش محضای
با نش قائم را عوض کنیم:

بدون

$$\tau_1' = \tau_3' + \tau_3' \tan^2 (45 + \phi_2) + 2c \tan (45 + \phi_2) \Rightarrow \tau_3' = \tau_1' + \tau_1' \tan^2 (45 + \phi_2) + 2c \tan (45 + \phi_2)$$

Subject:

Date: No:

نکته: زاویه اصطکاک داخل بدست آمده از آرایش سه جوی، کوچکتر از زاویه اصطکاک داخلی

$\phi > \phi_{\text{مستقیم}} > \phi$ سه جوی

در بیش مستقیم است.

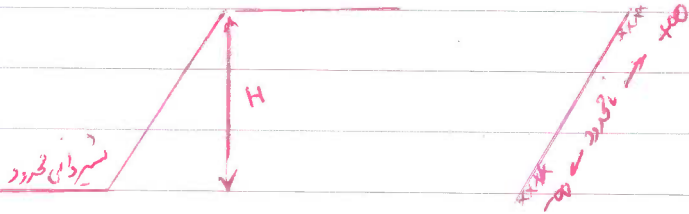
یعنی اگر ما نل آرایش سه جوی و بیش را ممنوع کرده بودند باید ϕ_{max} را در سه جوی برای ϕ اهر که از آرایش بیش بدست آوریم قرار دهیم پس در نهایت چون ϕ_{max} را انتخاب کرده ام پس اینها هم حداقل مقدار را بر خود می گذرد.

نکته مهم: در سمت چپ لوله آرایش لاس و آرایش تک جوی توجه نبود، اگر چه نسبت در

رابطه با C_u بود و مقاومت برشی زحاکشی شده برابر است با $2C_u$. اما اگر یک دوم C_{uv} و ϕ_{uv} بود باید بران محاسب مقاومت برشی زحاکشی شده از منبر $(4s + \phi) (2C_{uv} + g)$ استفاده کرد.



فصل اول: سرویس خاک و دیوارهای خاکی



2 نوع سرویس داریم: محدود و نامحدود
تپه ها -> له دامنه کوه ها

ضریب ایمنی یا ایمنی سرویس:

$$SF = \frac{\text{نیروی بالکنده یا بیدارکننده}}{\text{نیروی متحرک یا بیدارکننده}} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی متحرک}}$$

ضریب ایمنی و خطر

$$SF = 1.5$$

$$SF = \frac{\text{تنش معادله برشی}}{\text{تنش موجود در برشی}}$$

cf: مدانه تنش قابل تحمل توسط سطح

$$SF_1 = \frac{c}{Cd}$$

ضریب ایمنی چسبندگی

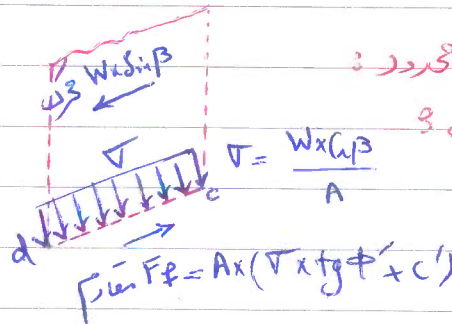
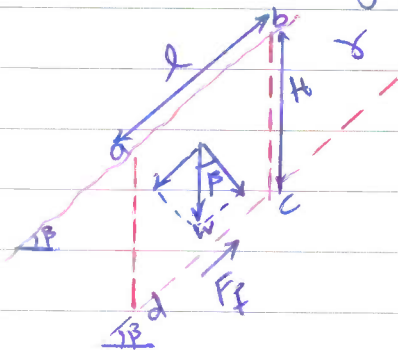
$$SF_2 = \frac{tg \phi}{tg \phi d}$$

ضریب ایمنی اصطکاک

ضریب ایمنی کلی

$$SF_3 = \frac{c}{c} = \frac{\tau \times tg \phi + c}{\tau \times tg \phi d + Cd}$$

ضریب ایمنی معادله برشی



دایره ای سرویس خاک نامحدود:
(الف) در حالت خشک

$$Z_d = \frac{\delta H S \sin \beta \cos \beta}{c}$$

$$\tau = \delta H C \cos^2 \beta$$

تنش های برشی و عمود
در سطح abcd

$$FS = \frac{\tau \times tg \phi + c}{c}$$

$$W = (H \times l \times C \beta) \times \gamma$$

$$SF = \frac{W C \beta \times \tan \phi' + c' \times A}{W \times \delta \sin \beta}$$

$$\Rightarrow SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{c'}{\delta H C \beta \sin \beta}$$

ضریب ایمنی شیب در صورت

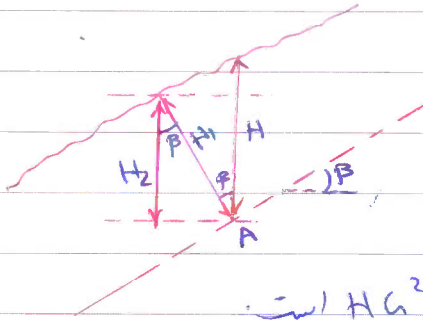
$$SF \downarrow \leftarrow H \uparrow, \beta \uparrow$$

$$SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

الگزنه دانه ای است (c'=0) داریم :
 اگر پس میبندد $\phi = 0$ متقل از H

$$H_c = \frac{c'}{\delta \times C^2 \beta \times (\tan \beta - \tan \phi)}$$

SF=1 ← حد اکثر ارتفاع شیب است
 Hc : ارتفاع بحرانی شیب است



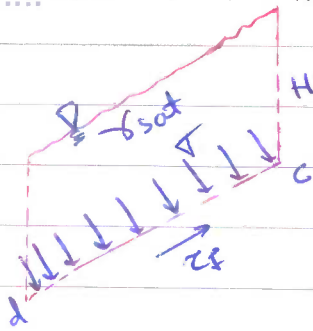
(ب) حالت وجود تراش ؟

$$\text{ارتفاع آب زیر زمین} = H \cdot C^2 \beta$$

سای ارتفاع در عمق H از خاک باشد، ارتفاع آب زیر زمین $H C^2 \beta$ است
 یعنی فاصله آب در عمق $H C^2 \beta$ است $u = \gamma \cdot H C^2 \beta$

گزاره هیدرولیک چیست ؟

$$i_{AB} = \frac{\text{اصدا انری}}{\text{طول جریان}} = \frac{\text{اصدا سطح زیر زمین A و B}}{\text{طول A تا B}} = \frac{l \times \sin \beta}{l} = \sin \beta$$



$$\begin{cases} T = \gamma_{sat} H \times \sin \alpha \times C_p \\ V = \gamma_{sat} H C^2 \beta \\ u = \gamma_w \times H \times C^2 \beta \end{cases} \Rightarrow \tau' = T - u = \gamma' H C^2 \beta$$

$$\tau' = T - u = \gamma' H C^2 \beta$$

$$SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg \phi'}{tg \beta} + \frac{c'}{\gamma_{sat} H \times \sin \alpha \times C_p}$$

ضریب ایمنی نیروی ناموجود حالت تراش

الزحان پایه ای $C'=0$

$$SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg \phi'}{tg \beta}$$

بافتن $SF=1$ ← ضریب ایمنی ← حد تراش ناموجود حالت تراش

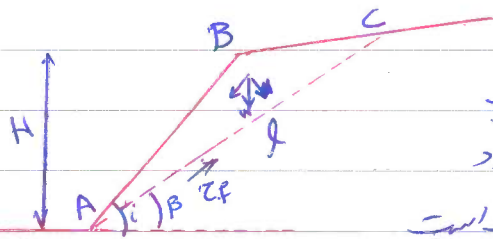
$$H_c = \frac{c'}{C^2 \beta \times (\gamma_{sat} tg \beta - \gamma' tg \phi')}$$

در حالتی که ضریب ایمنی برابر $H \uparrow$ ← ضریب ایمنی کاهش خواهد یافت

بایداری نیروی ناموجود

مسئله اصلی در اینجا تعیین سطح لغزش بحرانی است. منحنی به شکل گوییم مرسوم است. در حالتی که شرط $\phi = 0$ را فرض کنند (مثل پس اشباع در حالت $U=1$) سطح لغزش بحرانی را می توان منطبق خواهد بود.

سطح لغزش صغری : روش کولمان :



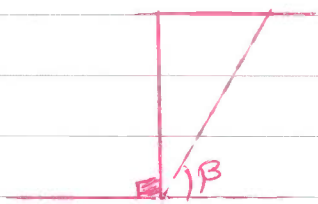
در روش کولمان، سطح لغزش یک شیوه‌ای محدود به صورت یک خط (یا یک صغریه) با زاویه beta نسبت به افق در نظر گرفته می‌شود.
 F_a نیروی محرک = مؤلفه‌ای از وزن که در راستای سطح است
 F_r نیروی مقاوم = مقاومت برشی بر روی سطح AC

$$SF = \frac{tg \phi'}{tg \beta} + \frac{S_u \cdot i}{S_u \cdot \beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \cdot S_u (i - \beta)}$$

در سطح لغزش عمیق $\Rightarrow \beta_{cr} = \frac{i + \phi}{2}$

if $c' = 0 \Rightarrow SF = \frac{tg \phi'}{tg \beta}$ if $SF = 1 \Rightarrow \beta_{cr} = \phi'$

* در شیوه‌ای قائم داریم :



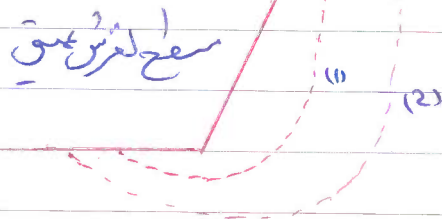
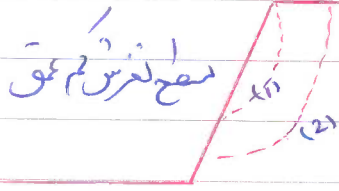
$$SF = \frac{tg \phi'}{tg \beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \cdot S_u \cdot \beta \cdot C_u \cdot \beta}$$

کمترین ضریب ایمنی $\beta = 45^\circ$
 $SF_{min} = \frac{4C_u}{\gamma H}$

سطوح لغزش عمیق : روش توده و مقاطع :

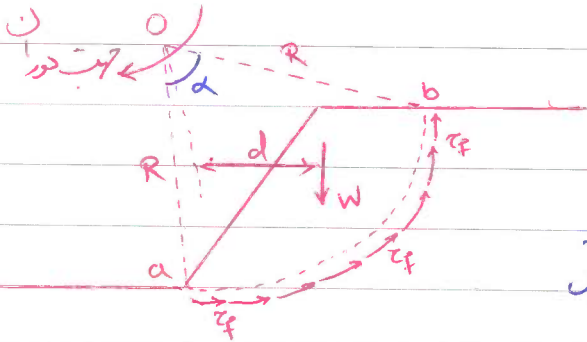
1) لغزش سطحی : یا لغزش دامنه : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه شیوه‌ای متقاطع است

2) لغزش عمیق : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه شیوه‌ای متقاطع نیست



اینجا جابه‌جایی لغزش نیروی مسطح دایره‌ای به صورت صورتی است، به این معنی که نیروی انحراف و معادله

استفاده کرده است. معادله نیروی سطح لغزش = نیروی معادله نسبت به مرکز ثقل. و آن توده لغزشی = نیروی انحراف نسبت به مرکز ثقل.



ایجاد شده $M_a \text{ انحراف} = W \times d$

فصلی ایجاد شده $M_r \text{ انحراف} = F_f \times R$
 که نیروی معادله در برابرش

لغزش ضریب ایمنی بر روی توده و

الزاماً این سطح را در نظر گرفته می‌تواند توده لغزش را به صورت توده بی‌نیاز در نظر گرفت

$$\tau_f = \tau + c \xrightarrow{c=cu} \tau_f = cu$$

$$F_f = \tau_f \times l_{ab} = cu \times l_{ab}$$

$$l_{ab} = (\text{طولین ab}) = \left(\frac{d}{2\sin\alpha}\right) \times 2\pi R$$

ct:
re:

No:

کتاب ضرب اهمیت

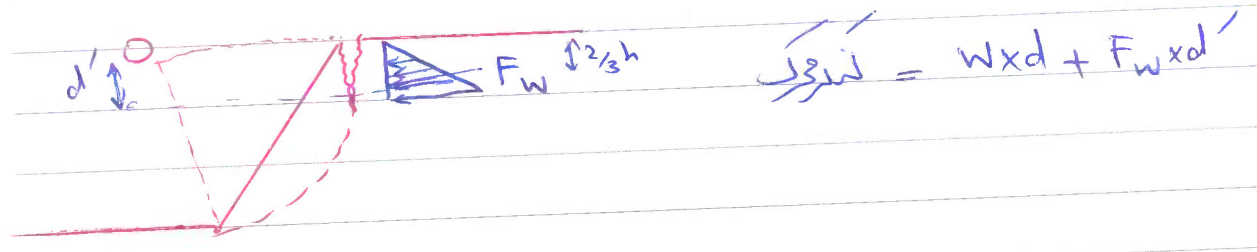
$\text{تنگری} = \text{وزن} \times \text{تنگری} = W \times d$
 $\text{تنگری} = \text{مقاومت برشی روی سطح } ab \times \text{تنگری} = F_f \times R = C_u \times l_{ab} \times R$
 $= \alpha \times C_u \times R^2$

$$\Rightarrow SF = \frac{\text{تنگری}}{\text{تنگری}} = \frac{\alpha \times C_u \times R^2}{W \times d} \rightarrow SF = \frac{C_u \times l_{ab} \times R}{w \times d}$$

نکته مهم: در برخی مواقع در خاک شیب‌ها در نواحی فوقانی ترک دائم در این حالت آن مقطع از جدول سطح لغزش مقاومتی ندارد و در جایی که مقاومت برشی خاک از آن عبور کند.

مثلاً اگر ناصبی فوقانی 2m ترک بخورد به جایی که lab از lab-2 است مقاومتش صفر است.

اگر ناصبی ترک خورده تا آب برسد، آب موجود در ترک می‌تواند به عنوان یک نیروی حرکت در جبهات وارد گردد.



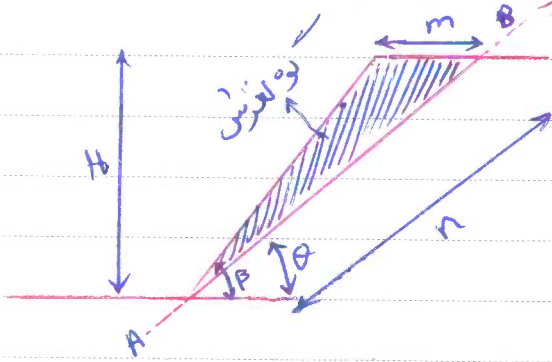
نکته مهم: در مسائل به لحاظ جابجایی توان مدت یا بلند مدت خاک بی وقت شود
 اگر در مسئله گفته بود جابجایی بلند مدت است برای محاسبی ضریب اطمینان از شرایط اطمینان
 می کنیم:

$$F.S = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sin \beta C_{\beta}} + \frac{\gamma' (\frac{tg \phi'}{C_{\beta}})}{\gamma_{sat} H \sin \beta C_{\beta}}$$

اما اگر جابجایی کوتاه مدت مد نظر باشد در آن صورت ما حالت سن بل، خاک بی اشباع در شرایط خیلی
 نسیه خواهد بود. یعنی $\phi = 0$ و $c = c_u$ (حتی اگر در سوال برای ϕ عدد داده باشند ما صفر در نظر می
 در نتیجه برای ضریب اطمینان داریم:

$$F.S = \frac{c_u}{\gamma_{sat} H \sin \beta C_{\beta}}$$

حال ضریب اطمینان سروالی محدود به روشی دیگر:



$$F.S = \frac{(\frac{W \cos \theta}{A}) tg \phi + c}{\frac{W \sin \theta}{A}}$$

$$A = \frac{H}{\sin \theta}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma m H = \frac{1}{2} \gamma H^2 (C tg \theta - C tg \beta)$$

اگر سربار روی ما داریم:

$$F.S = \frac{(\frac{W + qH}{A}) C_{\theta} tg \phi + c}{\frac{W + qH}{A} \sin \theta}$$

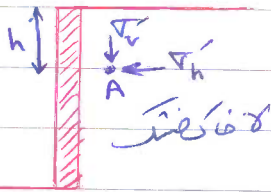
کلور ۹۰

فشار جانبی خاک ها :

- 1) حالت سکون (At Rest)
- 2) حالت فعال یا متحرک (Active)
- 3) حالت معاصر (Passive)

1) حالت سکون :

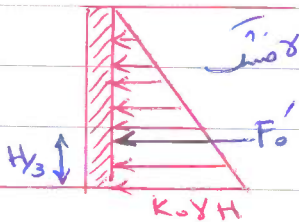
در این حالت دیوار حرکتی ندارد. تغییرات جانبی صفر یا در نظر نمی آید.



$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \rightarrow \sigma_h' = K_o \times \gamma \times h$$

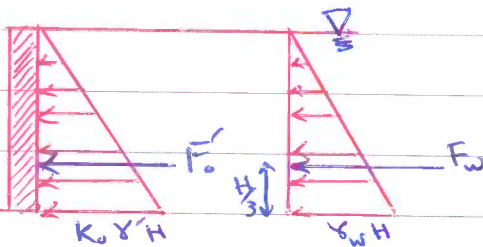
* در وقت جانبی خاک حرکت تغییرات σ_h' است

نیروی کل وارد بر دیواره



$$F_o' = \text{مقدار} = \frac{1}{2} H K_o \gamma H = \frac{1}{2} H_o^2 \gamma K_o$$

الرخاخ ضعیف نبود و اشباع بود.



$$\sigma_h = \sigma_h' + u_h = K_o \gamma h + \gamma_w h$$

فشار را - ضربه ای در آن جهت برابر است.

سؤال

مقدار K_o را چگونه حساب کنیم ؟؟

$$K_o = \frac{2}{1-\nu}$$

در شرایط تغییرات جانبی صفر

$$\left. \begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi' \\ K_o &= 0.95 - \sin \phi' \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{imp}$$

خاک های ناهمبندی یا تراکم عاری
خاک های همبندی یا تراکم عاری

کامیابی K_0 به وابستگی مستقیم (PI) :

$$K_0 = 0,4 + 0,007 PI \quad 0 \leq PI < 40$$

$$K_0 = 0,64 + 0,001 PI \quad PI \geq 40$$

رابطه مهم :

$$K_0 \text{ OC تنظیم} = K_0 \text{ NC تنظیم} \times \sqrt{OCR}$$

Results

$\uparrow \Rightarrow K_0 \downarrow$ $\uparrow K_0 \leftarrow \uparrow PI, OCR \uparrow$

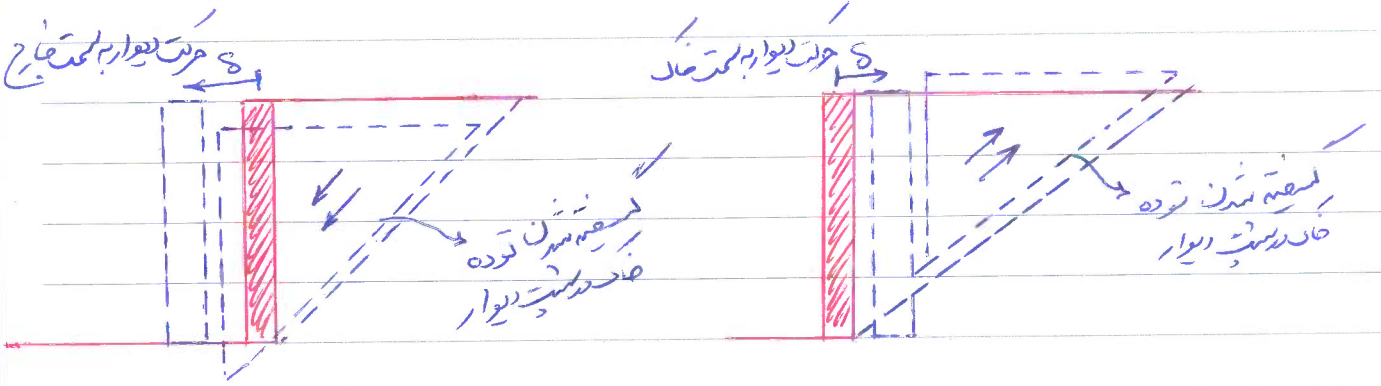
* در حالت غیر متراکم و در حالت NC تنظیم $K < 1$

2) حالت حرکت فعال (Active)

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خارج حرکت می کند تا جایی که خاک نسبت آن گسیخته شود.

3) حالت معادل (Passive)

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خاک حرکت می کند تا جایی که خاک نسبت آن گسیخته شود.



حالت حرکت فعال Active

حالت معادل Passive

* تغییرات مورد نیاز در حالت Passive نسبت به حالت Active است
 تغییر مکان در خاک خاک برده و خاک ها نسبت به آن خاک ها در جهت دانه و خاک های متراکم است
 $K_0 \text{ متراکم} > K_0 \text{ ناسیل} > K_0 \text{ پودری} > K_0 \text{ سبک نم}$

برای تعیین ضرایب ضامن در حالت معادله حرکت در تئوری و کاربرد دارد:

(1) تئوری «کولمب»

(2) تئوری «رانکن»

تساوی تئوری:

1) هر دو تئوری هم برای خاک ها در شرایط برای خاک ها همیشه مطرح هستند

2) در هر دو تئوری معیار مقاومت برشی موثر کولمب برای حالت گسیختگی به کار رفته است

3) در هر دو تئوری ضرایب بر مبنای پوسن معادل حدی در حالت گسیختگی انجام می شود.

اصول تئوری:

1) تئوری رانکن بر مبنای گسیختگی در خاک در حالت برشی در دیوار عمل می کند اما تئوری کولمب بر مبنای کوه

میلن گسیخته شده در حالت دیوار در این مورد بیان می کند.

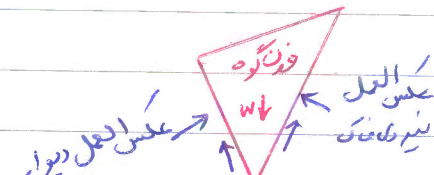
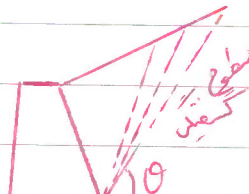
2) تئوری کولمب اصطلاحات بین خاک و دیوار را در حالت کلی از آن بیان می کند اما تئوری رانکن آن را در نظر می گیرد.

3) رانکن عبارتی داخلی دیوار را قائم فرض می کند. (4) رانکن، توزیع فشار بریت دیوار را می توان بدین صورت آورد

مبانی تئوری کولمب:

در تئوری کولمب کوه گسیختگی میلن فرض می شود. نیروها در این کوه برابر است با:

وزن کوه، نیروی عکس العمل خاک، و در دیوار، نیروی عکس العمل خاک در سطح گسیخته شده



$$C_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) C$$

برای بدین آردن اصطلاحات

$$\phi_d \Rightarrow \tan \phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \tan \phi$$

کوه

در حالت - حرکت (Active) - هدف یافتن حداقل نیروی اعمالی به دیوار

در حالت معکوس (Passive) - هدف یافتن حداقل نیروی است که باعث گسیختگی خاک نسبت به دیوار شود

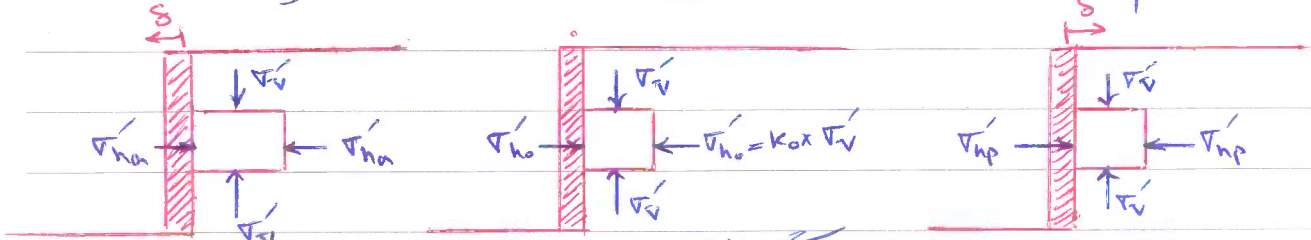
نیمه - صرف نظر کردن از اصطلاحات در روش رانکن - محافظه کارانه

عناصر مکانی معام و حرکت در زمین (انگلیسی)

حرکت

سکون

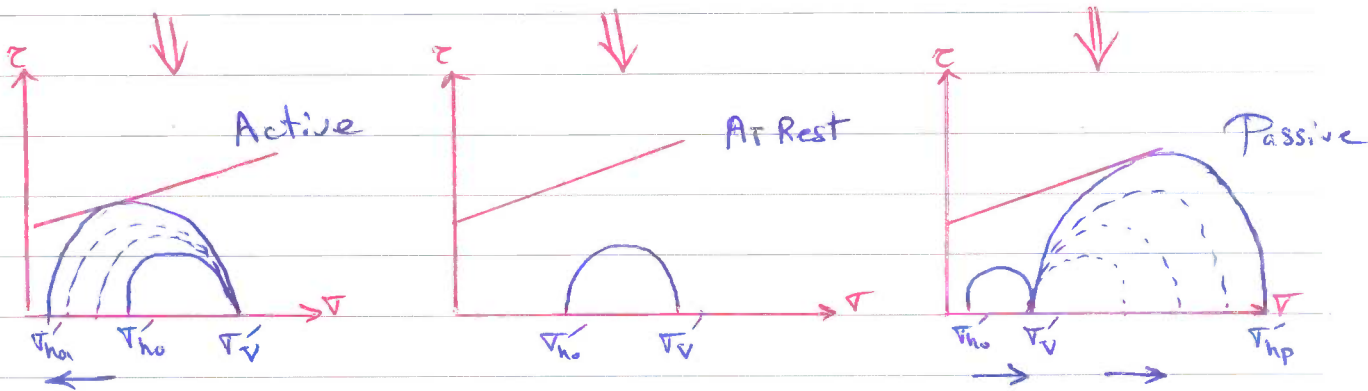
معام



در زمین ریزش به سمت چپ

سکون ندارد (ko)

معماد به سمت راست



$$\sigma'_v = \sigma'_{ha} + \gamma y^2 (4s + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \gamma (4s + \frac{\phi'}{2})$$

فرض $\rightarrow K_a = \gamma^2 (4s - \frac{\phi'}{2})$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \times \gamma^2 (4s + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \gamma (4s + \frac{\phi'}{2})$$

فرض $\rightarrow K_p = \gamma^2 (4s + \frac{\phi'}{2})$

$$\Rightarrow \sigma'_{ha} = K_a \times \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\Rightarrow \sigma'_{hp} = K_p \times \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \gamma^2 (4s + \frac{\phi'}{2}) = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$K_a = \gamma^2 (4s - \frac{\phi'}{2}) = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

نسبت به معام

$$\sigma'_{ha} < \sigma'_{ho} < \sigma'_{hp}$$

$K_a = K_p = 1$ ← $\phi = 0$ $K_a < K_p$ ← $\phi > 0$

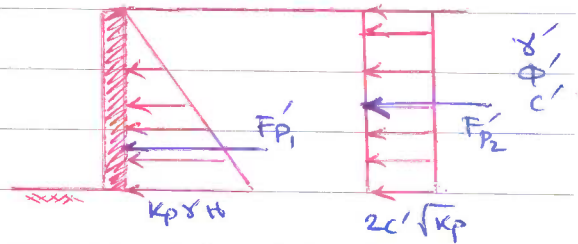
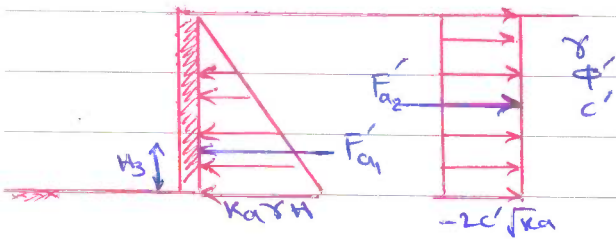
$K_p = \frac{1}{K_a}$

→ $K_p > 1$, $K_a < 1$, $K_p > K_a$ ← $\phi \neq 0$ $\phi > 0$

توزیع دبیانه نیرو:

$V_{ha} = K_a \cdot \gamma h - 2c' \sqrt{K_a}$

$V_{hp} = K_p \cdot \gamma h + 2c' \sqrt{K_p}$



Active

Passive

$F_{a1} = \text{مستطیل} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma H^2$

$F_{p1} = \text{مستطیل} = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma H^2$

$F_{a2} = \text{مستطیل} = 2c' \sqrt{K_a} \cdot H$

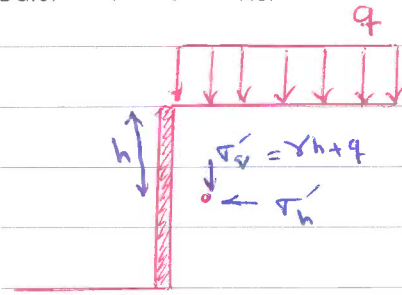
$F_{p2} = \text{مستطیل} = 2c' \sqrt{K_p} \cdot H$

اگر اجهم و دستیم رفت آب خزه ای با توزیع مثلثی رفت که صورت افروود می شود.

نیروی جانبی مقادیر همواره از حرکت بیشتر است.

نکته: اگر حالت زحمتی نشده همراه با آب دستیم ، به جی که (در طول ها) دست که می نوازیم

انرژی در مینا افقی خاک ها:



مساویاتون : $\sigma_{h'0} = k_0 \gamma h + k_0 \times q$

مساویاتون : $\sigma_{ha} = k_a \gamma h - 2c' \sqrt{k_a} + k_a \times q$

مساویاتون : $\sigma_{hp} = k_p \gamma h + 2c' \sqrt{k_p} + k_p \times q$

در این حالت بزرگی ناشی از سر بار را $(k \cdot q)$ را به صورت مستطیلی می کشیم

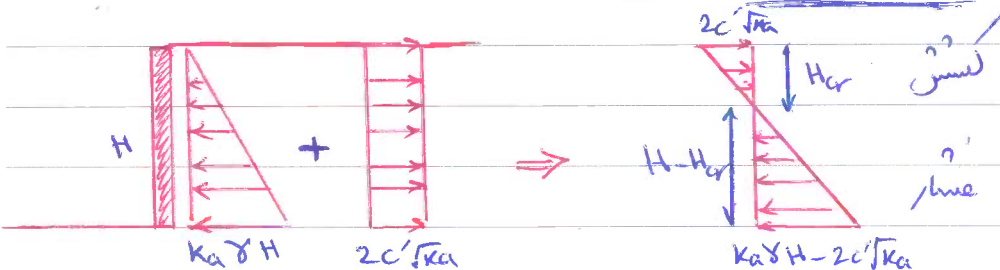
نکته: اگر q به صورت تیزرست نیاید، با استفاده از توزیع تنش مقدار اضافه تنش قائم ناشی از آن را در هر نقطه از نسبت دیوار تعیین کرده و پس با حاصل ضرب $k \times \sigma_v$ آن را به تنش افقی تبدیل می شود.

نکته مهم: اگر q به صورت سطح به سطح وارد شود، دیوار حالت سر بار به معنی آن خواهد بود و این تبدیل می شود. در این حالت انرژی در قسمت فشار آب لحاظ می شود.

مساویاتون : $u_h = u_v = \gamma_w h + q$

نیروی: $F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + qH$

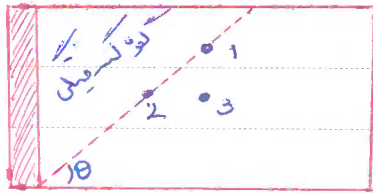
تجزیه کشش: فقط در حالت فعال Active اتفاق می افتد.



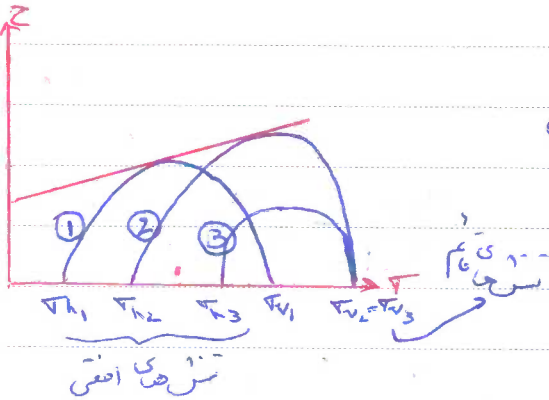
دری است از آنجا که کشش صرفاً در صورتی خواهد بود که خاک تریک می خورد.

$\sigma_{h'} = 0 \Rightarrow k_a \times \gamma H_{cr} - 2c' \sqrt{k_a} = 0 \Rightarrow H_{cr} = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{k_a}}$

مکان تریک کشش



نکته مهم: اگر دیوار قابل درز باشد محکب فرورداد است
 با توجه به شکل نقطه 2 در محکب شیاری نسبت
 به نقطه 1 فرورداد پس تنش ها قائم
 و افقی شیاری دارد و در نتیجه دایره مور (2) باید
 نسبت به 1 فرورتر باشد



نقطه 3 در محکب باشد به نقطه 2 فرورداد پس تنش ها
 قائم این دو نقطه با هم برابر است
 نقطه 3 فاج از نو تشکیل پوره و از خارج دیوار
 تا شیاری می برد پس تنش افقی در نقطه 3 بیشتر از
 تنش افقی در نقطه 2 خواهد بود

نکته واقعاً مهم: اگر در صورت سوال لقطه آرایش تعلیم یا دستاً از نومر یا هسا طایی در یک لایه
 خاک معمولی یا پر فصل طبیعی خاک است و شد یعنی باید حالت دیوار قابل را سنگون در نظر بگیرد

نکته مهم: با توجه به شکل لقطه

محکب تنش هم باید باشد مسا شود نه نیرو

$$\sigma_a = k_a \sigma_v - 2c\sqrt{k_a} = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a} \Rightarrow z =$$

الزطان بدون آب باشد $\rightarrow z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$

هم الزطان آب با شد $z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}}$

هم الزطان آب با شد $z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}$

وقتی ترک در خاک بر این می باشد
 تنش عمودی محکب در نظر
 می گیریم و بر این می باشد
 عمق ترک را از عمق کل
 کم می کنیم

معمولاً باید برای گودبرداری خاک:
فقط باید در این بین نیندر حساب شود نه تسن

$$\frac{1}{2} K_a \gamma_v L = 2c \sqrt{K_a} \times H_{cr} \times L \Rightarrow$$

$$\Rightarrow H_{cr} = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

این سن طول باید شود

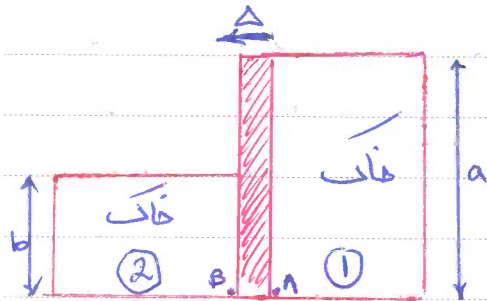
الشرایط زمانی سبزه یعنی لوامر است بود

$$H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma_{sat} \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma_{sat}}$$

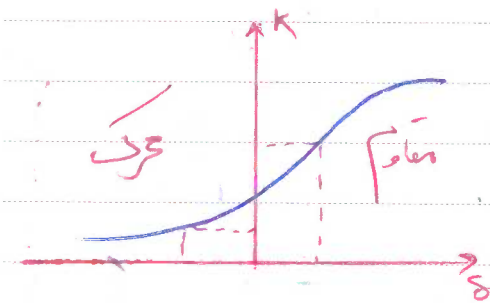
الشرایط طولانی مدت بررسی شود

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma}$$

این سن طولانی مدت بررسی شود



نکته است و اصلاً مهم: در شکل رو بروقت نمودار اینده
چون Δ به سمت چپ است پس خاک ① مخرب است و ②
مقاوم - به وقت کرد که Δ به سمت ارتفاع خاک حاکمیت
می کند یعنی اگر $a=2b$ باشد خاک ①، به اندازه
 Δ حرکت می کند و خاک ② به اندازه $\frac{\Delta}{2}$



باید وقت کرد اگر نمودار $k-s$ را رسم می دادن که k
هر خاک را حساب کنیم سمت چپ نمودار همیشه برای
خاک ① (که سمت راست است) سمت راست نمودار
همیشه برای خاک ② (که سمت چپ دیواره!)
یعنی سمت راست نمودار $k-s$ حالت مقاوم است و سمت چپ آن حالت مخرب است

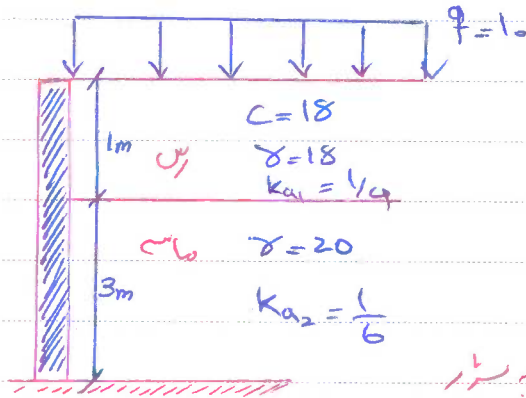
نکته و اصلاً مهم: اگر سمت دیوار چپ سطح آب را این بیاید نیندری وارد دیوار، اگر این می باشد

Subject :

Year . Month . Date . ()

بلکه مهم از ترشیش :

اگر در یک تیر و کواورد بر دیوارها یک خاک در یک خاک خاک کد است بودند با هر دو طرف
که خاک در یک ممکن است ترک خورد همچون ترک را فقط بر اساس لایه در یک حساب
می کنیم اگر کل لایه در یک ترک خورده بود کل لایه در یک را از شکل حذف می کنیم و به
جای آن هم آن را به برابر اضافه می کنیم .



$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{k_a \gamma} = \frac{2 \times 18}{18 \times \frac{1}{4}} - \frac{10}{\frac{1}{4} \times 18}$$

$$= 1.78 \text{ m}$$

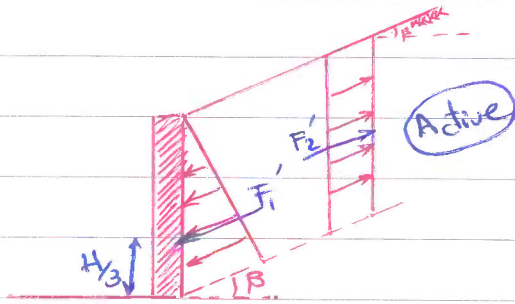
س کل در یک ترک خورد

ارتفاع در یک

$$q' = 10 + 1 \times 18 = 38 \text{ kPa}$$

وارد دیوار
 $\Rightarrow F = \dots$

مقدار جانبی در حال حرکت



الرفاق نسبت دیوار زاویه β داشته باشد به ضریب K اصلاح شوند.

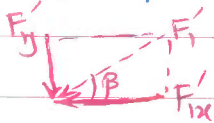
$$K_a = \frac{C_a^2}{K_p}$$

$$K_{a\beta} = \frac{C_{a\beta} - \sqrt{C_{a\beta}^2 - C_{a\phi}^2} \times C_{a\beta}}{C_{a\beta} + \sqrt{C_{a\beta}^2 - C_{a\phi}^2}}$$

$$K_{p\beta} = \frac{C_{p\beta} + \sqrt{C_{p\beta}^2 - C_{p\phi}^2} \times C_{p\beta}}{C_{p\beta} - \sqrt{C_{p\beta}^2 - C_{p\phi}^2}}$$

$$T'_{h\beta} = K_{a\beta} \times \gamma H - 2c' \sqrt{K_{a\beta}}$$

$$F'_1 = \frac{1}{2} K_{a\beta} \times \gamma H^2$$



$$F'_2 = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} \times H$$



$$\left\{ \begin{aligned} F'_{1x} &= F'_1 \cos \beta = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 \cos \beta \\ F'_{1y} &= F'_1 \sin \beta = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 \sin \beta \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F'_{2x} &= F'_2 \cos \beta = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} H \cos \beta \\ F'_{2y} &= F'_2 \sin \beta = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} H \sin \beta \end{aligned} \right.$$

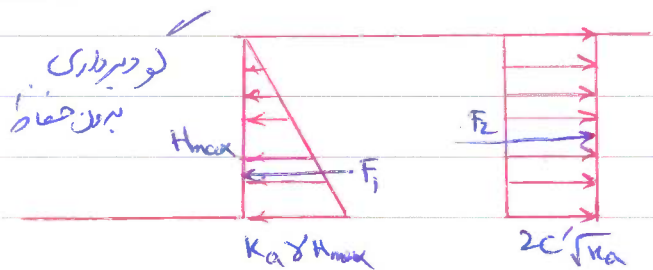
* با افزایش شیب خاکی (β) مقدار نیروی حرکت افزایش می‌دهد و جهت ولی محل اثر آن تغییر کرده و در همان جا از ارتفاع کمتر می‌ماند.

کنترل پایداری (دیوارها حالت ۳)

- ۱) کنترل واژگونگی
- ۲) کنترل لغزش
- ۳) کنترل ظرفیت پایداری
- ۴) کنترل نشست دیوار



ارتفاع مجاز گودبرداری:



شرط ایمنی زیاد $\Rightarrow F_1 = F_2 \Rightarrow H_{max} = \frac{4c'}{\gamma \sqrt{K_a}}$

حد اکثر ارتفاع ایمن گودبرداری

ضریب ایمنی گودبرداری $SF = \frac{\text{نیروی جاذبه ایگود}}{\text{نیروی ناپایداری گود}} = \frac{F_2}{F_1} \Rightarrow$

$SF = \frac{4c'}{H_{max} \cdot \gamma \sqrt{K_a}}$

یعنی حداقل عمود پایداری
استوارانه ابعاد پایداری نیست
امداد از این برآید
محل

عمود پایداری گود (N_s):

فقط برای خاک های صلبه تعریف می شود

$N_s = \frac{c}{SF \times \gamma H}$

صفتی خاص \rightarrow
ارتفاع خود موجود \rightarrow

ضریب ایمنی پایداری

تعیین حد اکثر ارتفاع مجاز گودبرداری:

$H_{max} = \frac{c}{SF \times \gamma \times N_s} \Rightarrow q_{max} = \gamma \times H_e = \gamma \times (H_{max} - H)$

که نسبت بر اصل به خاک با ارتفاع H_e در نظر می آید

الترساوت برسی زحمتی شده جاب صد نظر بود:

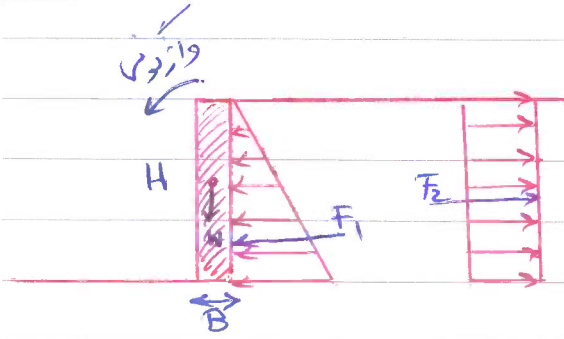
$N_s = \frac{c_u}{\gamma_{sat} H_{cr}}$

این ضریب ایمنی ندارد

* اگر بر اساس q داریم:

$N_s = \frac{c}{F.S. (\gamma H + q)}$

صنید اظہان و ارتون مول نیجہ دیوارہ

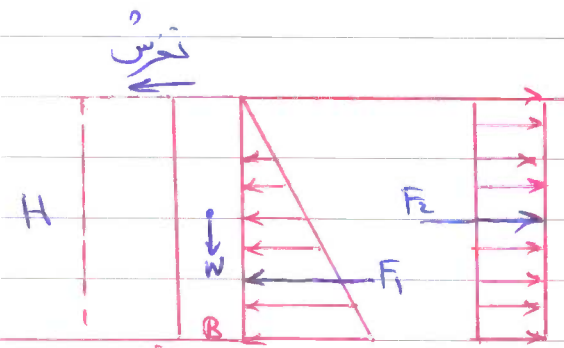


$$SF_{\text{ارتون}} = \frac{\text{نیروی مقاوم ارتون}}{\text{نیروی محرک ارتون}}$$

نیروی مقاوم: $M_r = F_2 \times \frac{H}{2} + W \times \frac{B}{2}$

نیروی محرک: $M_d = F_1 \times \frac{H}{3}$

مقاوم ارتون
 درجهت ارتون
 ← SF مقاوم



$$SF_{\text{لغزش}} = \frac{\text{نیروی مقاوم لغزش}}{\text{نیروی محرک لغزش}}$$

صنید اظہان لغزش؟

مقاوم لغزش (→) $F_r = F_2 + F_f$

محرک لغزش (←) $F_d = F_1$

$$F_f = (\gamma \times tg \phi_d + c_d) \times (B \times 1)$$

تن برسی مقاوم رلیف

مقاوم لغزش (دائری)

$$c_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times c$$

c تبدیل صاف

$$tg \phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times tg \phi$$

زاویه اصطکاک

مسئله 7 ص 318 ج 6 ← م

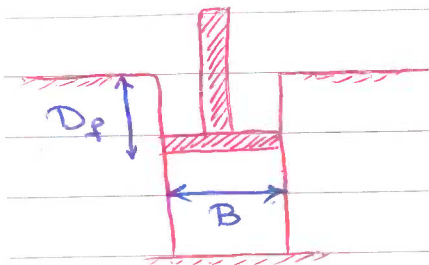
مصل لعم : بی ها سطحی :

No:

بی هنگام مناسب است که مدال ترنس ایجاد شده زیر بران (q_{max}) ، مقاومت برشی خاک از بین نبرد و همچنین نشست پس از مدال ترس ایجاد نکند

$$q_{max} \leq \min \left\{ \frac{q_{ult}}{FS}, q_s \right\}$$

تنش مجازاتی از نشست q_{all} - ظرفیت برشی بی ها خاک ما



$$\frac{D_f}{B} \leq 4 \Rightarrow$$

بی سطحی

منقر
برگ بدستونی
نوازی
کسره

$$4 < \frac{D_f}{B} < 10 \Rightarrow$$

بی نیم عمیق

$$\frac{D_f}{B} \geq 10 \Rightarrow$$

بی عمیق

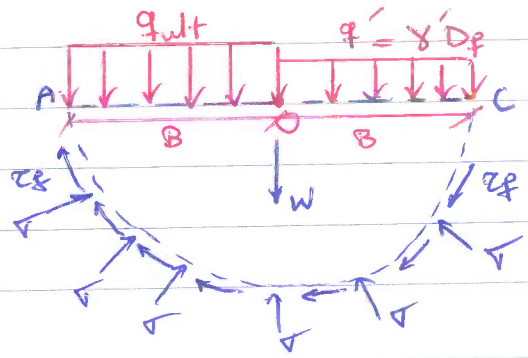
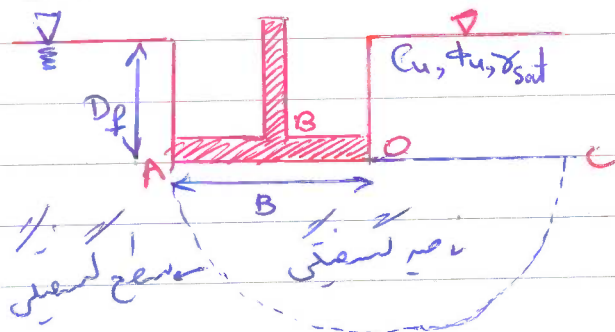
اگر بارهای بی هیچ گونه خروج از محویتی ایجاد نکند $q_{max} = q = \frac{P}{A}$

روش تعیین q_{ult} ~ روش تعادل حدی :

q_{ult} مدال ترستی است که در خاک زیر بی می تواند ایجاد شود که خاک در آستانه گسیختگی قرار گیرد

- 1) ابتدا سطح گسیختگی مناسب در خاک زیر بی حدس می زنیم (خود همواره سوال مهمی است!)
- 2) نیز در خاک دارد در سطح گسیختگی را به صورت یک گراک قسم آزار غاشی می دسیم.
- 3) به نوشتن یک رابطه تعادل مناسب مقدار q_{ult} را به دست می آوریم.

EXP

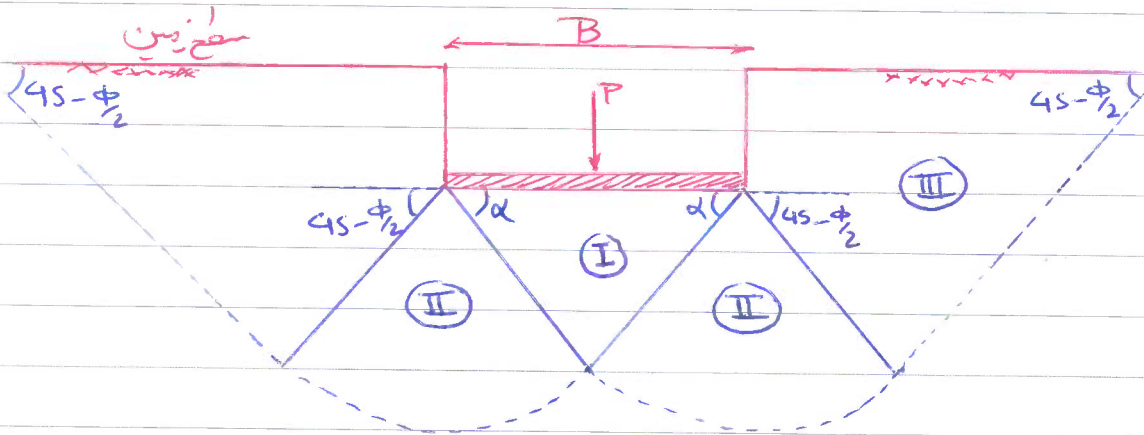


$$\epsilon M_0 = 0 \Rightarrow q_{ult} \times (B \times L) \times \frac{B}{2} = q' \times (B \times L) \times \frac{B}{2} + c_f \times (\pi B L) \times B$$

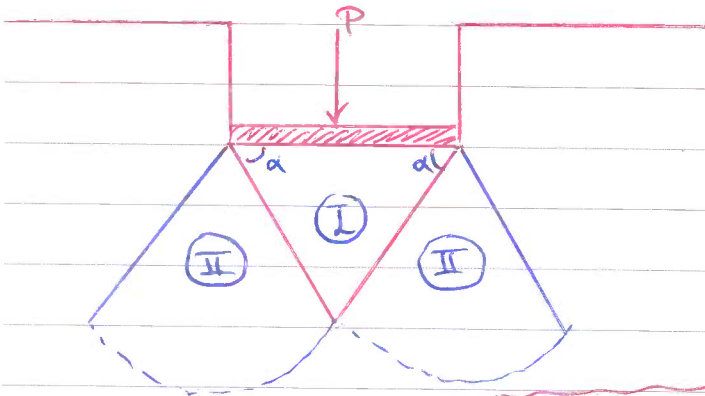
$$\Rightarrow q_{ult} = q' + 2\pi c_f = \boxed{q' + 2\pi c_u}$$

Result اگر در عمق D_f از سطح خاک قرار گیرد، بر روی نهنگ آن در اثر وجود سربل q افزایش می یابد.

انواع سقفی زیری:
 1) سقفی برشی کلی:
 یعنی خاک زیری مترکم و قوی باشد مانند شل زیر نهنگ، سقفی پدید می آید.



2) سقفی برشی موضعی:



اگر خاک زیری مترکم متوسط الاستیک به هنگام کشش خاک منطقه III کشیدگی نمی شود که در این حالت سقفی برشی موضعی داریم.

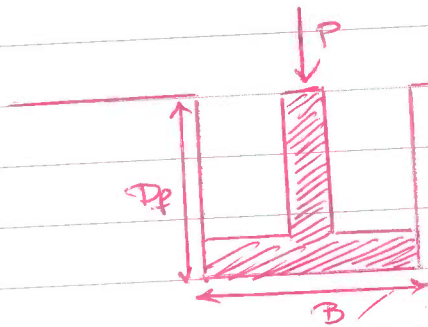
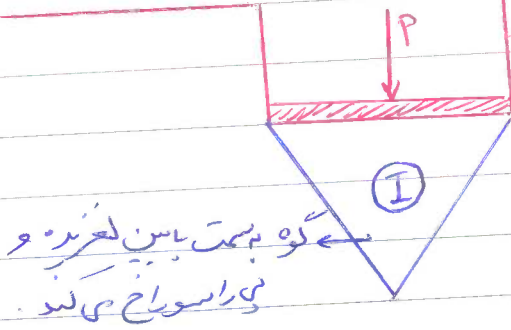
رابطه مهم: $\alpha = \phi$ در مترکمی
 $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$ در حالتی که خاک برشی

③ **کشفی بزرگی بائج و**

حرفاً خاک زیری است، این از شکل گوه کشفی (I) خاک زیری با بئج (سواخ) می شود

اصولاً پس باروی خاک است ایجاد می کنند

تقسیم ظرفیت بزرگی رابطه کلی:



$$q_{ult} = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

ترمز عرض ترمز عمق ترمز چسبندگی

q = سوزناستی ارتفاع دریاکی مترازیف می ($q = \gamma D_p$) به جهت تقسیم مؤثر در نظر گرفته شود
 B : گویترین بعد مقطع می

ضرایب N_c و N_q و N_γ ضرایب اصلی نام دارند که خود مسئول می ده

عوامل تأثیرگذار در روی q_{ult} و

- ③ ضرایب چسبندگی
- ⑤ نسبت بار برون زمین عمیق تر می

- ① شکل می
- ② عمق می
- ④ ضرایب بار برون زمین زیری

بررسی رابطه q_{ult} بر اساس نظریه تراخی و
ترازش سه وجهی شکل معادله را در تقریب کرد.

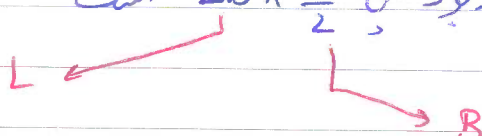
$$\Rightarrow \text{تراخی} \quad q_{ult} = c N_c S_c + q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$\Rightarrow \text{رابطه بین } N_c \text{ و } N_q \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

ترازش از تعادلت سطح لستنی شکل شده با آن که هر طرف تقریب کند
* S_c و S_q و S_γ ضرایب شکل هستند.

انواع S_i	ضرایب شکل	
	S_c	S_γ
بی دایروی	1,3	0,6
بی مستطیلی	$1 + 0,3 \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 - 0,2 \left(\frac{B}{L}\right)$
بی مربعی	1,3	0,8
بی نواری	1	1

S_q ← همواره برابر 1

دقت: اگر در سوال گفته بود پس $2B \times \frac{B}{2}$ است


حالات خاصه

① آرضك طنه ای سته

$$c=0 \Rightarrow q_{ult} = q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

② المزم در سطح زمین واقع شده است

$$D_f = 0 \Rightarrow q = \gamma D_f = 0 \Rightarrow q_{ult} = c N_c S_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

③ آرضك فضا عبیده است ($\phi = 0$)

$$\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1, N_\gamma = 0, N_c = \frac{3\pi}{2} + 1 = [5, 17]$$

فقط در تراز افق

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1 \rightarrow \text{در بی توری}$$

تظیر معروف در تعیین ظرفیت ببری

$$\text{در حضور آب قائم} \Rightarrow q_{ult} = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma$$

$$\text{در حضور آب مایل} \Rightarrow q_{ult} = c N_c i_c d_c + q N_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

یعنی اگر آب مایل بود S_c را در نظر بگیریم
$$d \leftarrow \text{صورت عمق}$$

$$i \leftarrow \text{صورت مایل بار}$$

$$d_\gamma \leftarrow \text{صورت عمق شل}$$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \pi + 2 = [5, 14], N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$\text{رابطه بین } N_q \text{ و } N_\gamma \Rightarrow N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

رابطه نفر ترازی ، مبرهوف $N_c = (N_q - 1) C_u \phi$ نکته مهم: رابطه و هاشن قبول دارند

$d_y = 1$ \Rightarrow اگر روی سطح زمین بود

تظریه هاشن در تعیین ظرفیت باربری و حالت تنظیر است

$q_{ult} = c N_c (S_c d_c i_c g_c b_c) + q N_q (S_q d_q i_q g_q b_q) + \gamma B N_\gamma (S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma)$

$\phi = 0 \Rightarrow N_c = \pi + 2 = 5.14$, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$

هاشن مانند ترازی ، برای تعیین ظرفیت باربری در سطحی ، سطحی بزرگی کلی را در نظر می گیرد. معادله ویت بزرگی خاک در ناحیه III در حالت سطح زمین صرف نظر می نماید.

نکته 3 در خاک پس اشباع کاملاً قوی هاشن رابطه جدیدی برای ظرفیت باربری دارد:

$q_{ult} = (\pi + 2) C_u (1 + S_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q$

صورت سبب \rightarrow ضریب ترازی \rightarrow ضریب مایل بودن بار \rightarrow ضریب عمق

عوامل کاهشده ظرفیت باربری می:

- (1) سبب دارنده ت زمین کناری
- (2) انحراف بار
- (3) قرار گرفتن حامل در بیرون سطح زمین

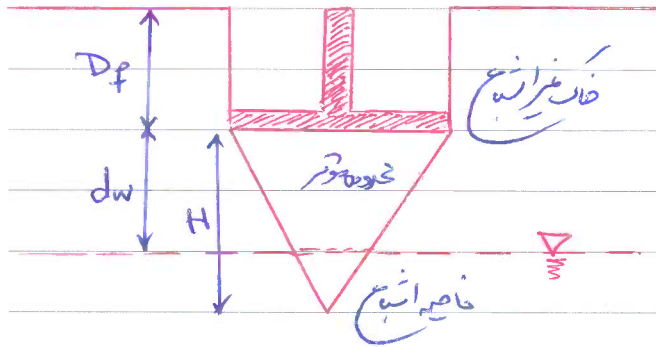
* اگر در سوال نکته بوده N_c را از ترازی حذف کنیم یا مبرهوف ، مبرهوف انتخاب کنیم

پس در صورتی ترازی است $N_c = \pi + 2$



$if \phi = 0 \Rightarrow s_c = d_c = i_c = g_c = b_c = 0$

تاثير تراز آب زیر زمینی و اشباع بودن خاک



if $H \leq d_w \rightarrow$ لایه آب زیر زمینی روی q_{ult} تاثير ندارد

if $H > d_w \Rightarrow$ لایه آب زیر زمینی روی q_{ult} تاثير دارد

در این شرایط برای q_{ult}

الف) تغییر در ترم عمق (ϕ, N_q) در این حالت، پس موثر در سمت در تراز آب می باشد
 اگر آب از تراز آب می بالاتر رود، ϕ تغییر می کند.

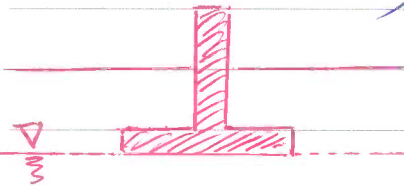
ب) تغییر در ترم عرض $(c, 5.143 N_c)$ به طایه ϕ استوار می شود.

$$\phi_e = \phi' + \frac{d_w}{H} (\phi - \phi')$$

$\phi_{sat} - \phi_w$

یعنی لا این که فو در خاک در حالت اول دره صبر تر باشد، صفت (فون مخصوص غیر اشباع)

Result تراز آب زیر زمینی فقط در لایه ϕ و لا، تغییر می دهد

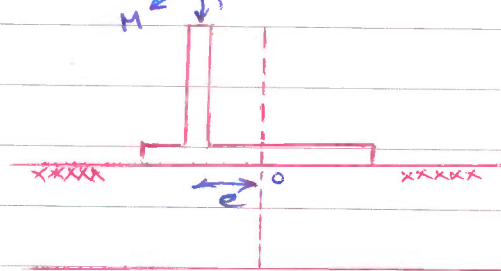
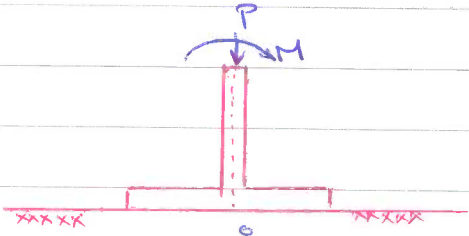


نتیجه: هرگاه تراز آب زیر زمینی بلف می برسد یا بالاتر از آن رود d_w برابر صفر می شود

$d_w = 0 \Rightarrow \phi_e = \phi \rightarrow \phi_{sat} - \phi_w$

بروابط باال درسی با برداری درازمدت صافند
 اگر بردار کوتاه مدت بود باید برای e به جای e' استفاده کرد.

توجه: خروج از مرکزیت باید دارای در صفت بی



$$\sum M_{\text{کل}} = \sum M_o = M$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

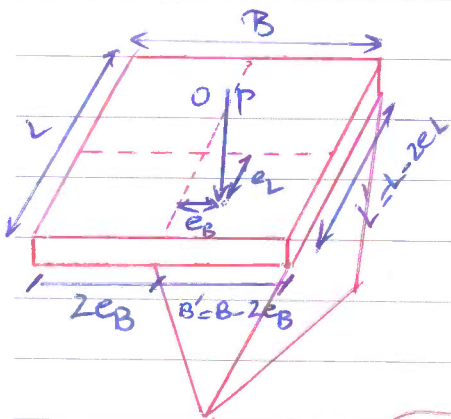
$$e_{\text{کل}} = \frac{M}{P} = \frac{M}{P}$$

$$M_{\text{کل}} = \sum M_o = M + Pe$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

$$e_{\text{کل}} = \frac{M_{\text{کل}}}{P_{\text{کل}}} = \frac{M + Pe}{P} = \left(\frac{M}{P} + e \right)$$

Result پس خروج از مرکزیت خفیت ببری ضد را طمس می دهد و توزیع تنش در برسی را غیر یکنواخت می کند



توجه: جانسن در خروج از محوری

طبق نظریه جانسن اگر نسبت تأثیر بار به خروج از مرکزیت e_B فراتر رود، گویه مثلث در برسی به اندازه $2e_B$ نسبت به حالت عادی کوچکتر شده و در این حالت بعد موثر می برابر $B - 2e_B$ خواهد بود.

اگر نسبت (L) نیز خروج از مرکزیت e_L داشته باشیم بعد موثر دیگر $L - 2e_L$ خواهد بود.

$$L' = \max \{ L - 2e_L, B - 2e_B \}$$

$$B' = \min \{ L - 2e_L, B - 2e_B \}$$

برای میسبیل ظرفیت باری:

$$1) \text{ از } B \text{ به جای } B \text{ استفاده شود} \leftarrow e, S \delta B N_y \rightarrow e, S \delta B' N_y$$

2) در میسبیل نیروی نهایی وارد برین از ابعاد موثر استفاده شود

$$\left. \begin{aligned} q_{ult} &= q_{ult} \times A \\ A &= B' \times L' \end{aligned} \right\}$$

برای میسبیل گدونه از B' و L' استفاده شود
ولی برای میسبیل (ضریب عمق) از همان B استفاده شود.

تصمیم برهوف در حضور بار بردن محوره

$$q'_{ult} = q_{ult} \times R_{ex} \times R_{ey}$$

$$R_{ex}, R_{ey} < 1$$

ظرفیت باریسی در حالت بدون فرج از ظرفیت

$$R_{ex} = 1 - \sqrt{\frac{e_x}{L}}$$

$$R_{ey} = 1 - \sqrt{\frac{e_y}{B}}$$

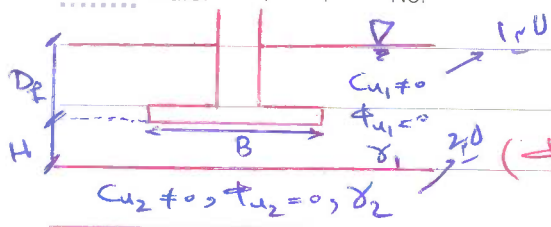
$$(0 < \frac{e_x}{L} \text{ و } \frac{e_y}{B} < 1)$$

در حالت غیر میننده

$$R_{ex} = 1 - 2 \left(\frac{e_x}{L} \right)$$

$$R_{ey} = 1 - 2 \left(\frac{e_y}{B} \right)$$

در حالت میننده



ظرفیت باربری می باشد مستقر بر خاک های لایه ای :

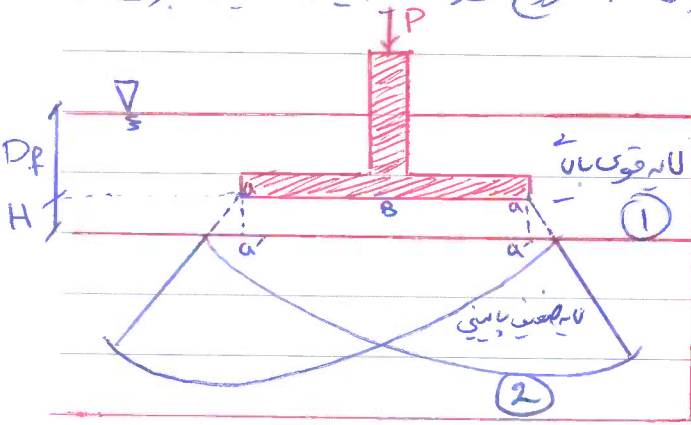
(1) تراکم در بتن می برد روی دریا به خاک بر سر خاک چسبیده ($\phi = 0$)

الف) مقاومت برشی چسبندگی شده لایه زیرین تحت بار زیاد با این است $\left(\frac{C_{u2}}{C_{u1}} \right)$

الف (1) به ازای نسبت خاک نازک $\frac{H}{B}$ گسیختگی فقط در لایه ی با این است

حاصل گسیختگی برشی در لایه ی با این است $\rightarrow q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$

الف (2) به ازای نسبت خاک نازک $\frac{H}{B}$ گسیختگی به سوراخ شدن لایه ی با این و گسیختگی برشی در لایه ی با اینی خواهد است



بازخ لایه قوی با این $\rightarrow q_{ult} = \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{2C_{a1}H}{B} + \gamma_1 D_f$

برشی در لایه ی با اینی $\rightarrow q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u2} N_c$

$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{2C_{a1}H}{B} + \gamma_1 D_f$

C_a : چسبندگی خاک در امتداد سطح aa'

if $\frac{C_{u2}}{C_{u1}} \geq 0.15 \rightarrow C_a = C_{u1}$

(ب) معادلتی بزرگ زحلشی نشانه لایه زیرین بیشتر از لایه بالایی است $(\frac{C_{u2}}{C_{u1}} > 1)$

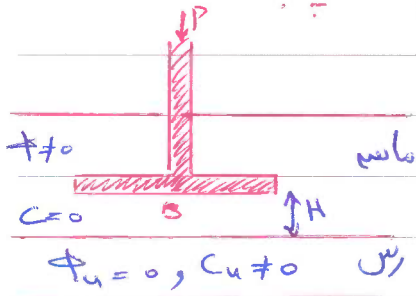
ب 1) اگر $\frac{H}{B} > 1$ لایه بالایی نسبت به لایه زیرین ضعیف تر است و معادله لایه بالایی است
مثل حالت الف 1

ب 2) اگر $\frac{H}{B} < 1$ $\frac{H}{B} = 0$ $q_b = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u2} N_c + \gamma_2 D_f$

$q_t = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$ $\frac{H}{B} = 1$

$q_{ult} = q_t + (q_b - q_t) (1 - \frac{H}{B})^2 \geq q_t$

(2) قرار گرفتن لایه پروری تک لایه از جنس ماسه و لایه بالایی از جنس چرخه صابنه



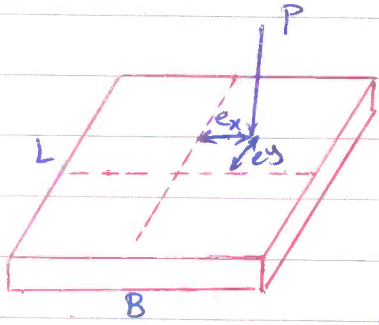
if $\frac{H}{B} \leq 1.5 \Rightarrow$ ضعیف تر لایه بالایی است (پس)
 به علت وجود لایه زیرین زچ ضعیف تر لایه بالایی است از مدیته آمده است

if $\frac{H}{B} > 3.5 \Rightarrow$ ضعیف تر لایه اول (ماسه)

if $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5 \Rightarrow$ لایه اول در نظر می آید یا 3.5 و در آخر انتزاعی می بینیم.

اگر $\frac{H}{B} < 1$ بود، وجود لایه بالایی ضعیف تر است و لایه بالایی را چسب می دهد. اگر این خاک پس است، پس نسبت لایه بالایی از لایه اول است و در هر

توزیع ممان در میله ها:



دقیقاً مانند مقاومت مصالح محل می کنیم (صورت دوم)
 تنش ناشی از نیروی محوری که در زیر میله بیرون است
 اما تنش ناشی از خم در وسط میله صفر می شود و در
 گوشه ها ماکزیمم است

$$\left\{ \begin{aligned} q_{max} &= \frac{P}{BL} + \frac{6Pe_B}{B^2L} \\ q_{min} &= \frac{P}{BL} - \frac{6Pe_B}{B^2L} \end{aligned} \right.$$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

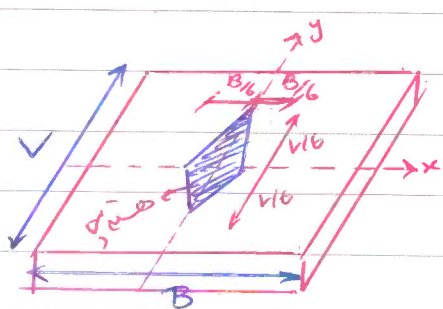
می بینیم که تنش در زیر میله در گوشه ها ماکزیمم است:

اگر فرض کنیم از میله بیش بقیه، این ناحیه از ضلع جدا می شود. در این حالت میله نمی توان از ضلع
 مقاومت مصالح استفاده کرد.

استاندارد میله کششی $\Rightarrow q=0 \Rightarrow \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = 0 \Rightarrow \frac{P}{BL} - \frac{M_{pl} \times B}{\frac{LB^3}{12}} = 0 \Rightarrow \frac{M_{pl}}{P_{pl}} = \frac{B}{6}$

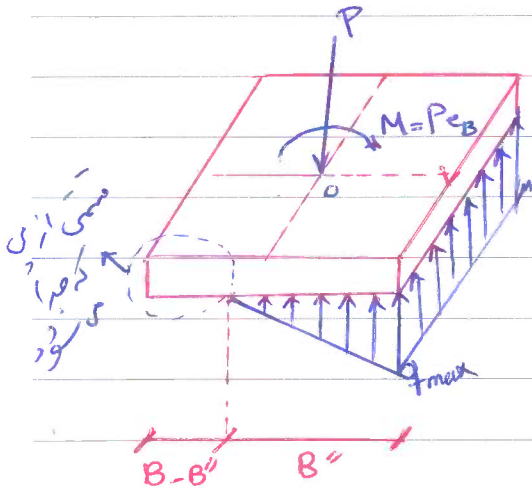
Result

- $e_B < \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} > 0 \Rightarrow$ تمام میله تحت فشار \Rightarrow استفاده از روابط مقاومت مصالح
- $e_B = \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} = 0 \Rightarrow$ تمام میله تحت فشار \Rightarrow " " " "
- $e_B > \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} < 0 \Rightarrow$ قسمتی از میله کششی \Rightarrow غیر مجاز " " "



نقطه 3 اگر طایفه منفرجه P درون محدوده قرار بگیرد و تحت
 زیر بار تحت فشار باقی می ماند پس اگر بار خارج از محدوده
 وارد شود، قسمتی از میله از ضلع جدا می شود

جی کتا دریا نه قسمتی از پی نلبند می شود

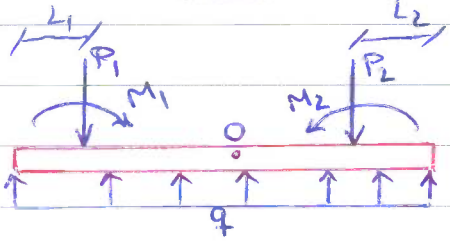


$$B'' = 1,5 (B - 2e_B)$$

برای یافتن q_{max} از رابطه $\sum F_y = 0$ استفاده شود.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = 1/2 \times q_{max} \times B'' \times L$$

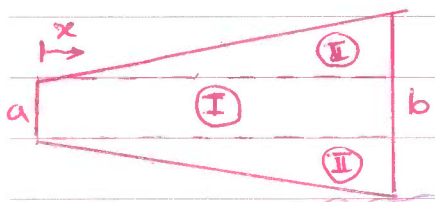
نکته: هرگاه بارگذاری در یک سمت ایجاد توزیع تنش غیر یکنواختی در خاک شود، ضریب اصلاح به علت کاهش ظرفیت باربری (عامل معادله) و افزایش هدالترنش موجود (عامل تجربی) کاهش می یابد.



توزیع تنش در زیر پی ها مستطیل دوسویی است

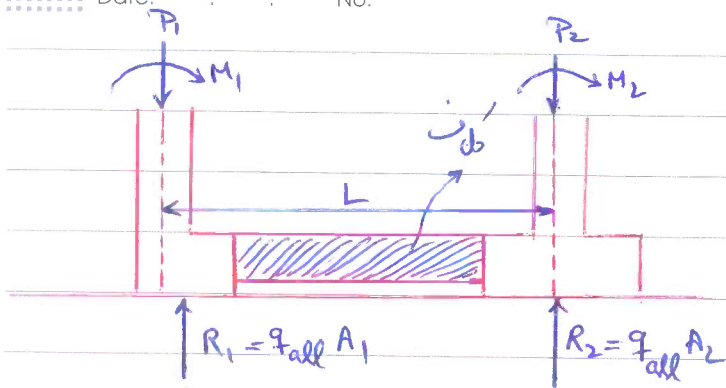
در این حالت هدف این است که طوری فواصل را درجا یعنی همان ابعاد را تعیین کنیم که تنش زیر پی یکنواخت باشد.

برای حل ابتدا $\sum F_y = 0$ می گیریم و رابطه بین P_1 و P_2 و q را به دست می آوریم سپس با لگرنیک حول O و صورت فرادان این ابعاد را می یابیم.



توزیع تنش در زیر پی ها تقریباً در دو نوبه ای دوسویی است. دقیقاً مانند مستطیل است با فرق آنکه بهر اندازه مرکز سطح را پیدا کنیم پس حول مرکز سطح نگرینیم.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(\bar{x}A)_{I} + (\bar{x}A)_{II}}{A_I + A_{II}}$$



می‌سازیم می‌ها با اسکولی ؟
 اگر فضای یک ستون محدود باشد مثل
 کنار دیوار می‌باشیم، نمی‌توانیم خروج
 از چوبیت می‌را از بین ببریم پس برای تعادل
 بیشتر یک طرف می‌بندیم.

1) طرف یک عضو خمشی است و نقش تعادل، انتقال و توزیع بار بین می‌ها ایفا می‌کند و باعث
 کاهش شدت نامتقارن بین دو ستون می‌گردد. (تفاوت کلاف و شیار)
 2) در طراحی می‌ها با اسکولی فرض می‌کنیم کلاف بار بین تمامی می‌ها

3) برای می‌های شش وجهی در این می‌ها، مانند می‌ها دو ستون عمل می‌کنیم، این تفاوت
 که نظرگیری اصول خمشی که در بند از R_1 یا R_2 انجام می‌دهیم.

مقطع می‌ها 1

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 = q_{all} \times (A_1 + A_2)$$

وقت 8 کلاف در می‌ها می‌سازیم !!

سعی کنیم می‌ها را حول ستون بگیریم که P و R در یک راستا باشند تا حذف شوند.

الگوریتم از ما کند خمشی و نیروی برشی در وسط کلاف را حذف است، از وسط کلاف مقطع می‌گیریم و
 $M(x)$ و $V(x)$ در محل مقطع زده شده را می‌گیریم.

تکلیف و معادله ؟ ابعاد کلاف‌ها باید به نحوی تعیین شوند که این عضو سازگار از صلبیت لازم برای
 جلوگیری از کج شدن و حذف می‌ها برود و این منظور همان اینرسی کلاف، حداقل برابر
 بیشترین همان اینرسی مقطع دو می‌ها مجاورش بوده.

$$I_{کلاف} = \frac{bh^3}{12} \gg \max \{ I_1, I_2 \}$$

همان اینرسی می‌ها نه ستون



نشدنی ها

در زمانه
در مدت زمان
اشباع
غیر اشباع

آنی ← در تمامی شرایط از حالت انعطاف پذیرانه اشباع

نشدنی ها

انواع 3: انواع بی ها و حل و فصل توزیع تنش در زیر آن در ضلعی مطابق حالت خوانده شود

نشدن الاستیک (آنی)

$$S_e = qB \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p$$

در بی ها صلب داریم

B: کوچکترین بعد بی

q: تنش ایجارد شده در خاک در بی (در سطح خاک)

μ_s : ضریب پواسون خاک

E_s : مدول الاستیک خاک ← مدول الاستیک بتن نیست !!

I_p : ضریب است که نسبت $\frac{I}{B}$ و صلبیت بی سنگین در دراز و از جدول نسبت می آید.

در رابطه با بی برای خاک ها همسایه محدود است
برای خاک ها هم محدود (مثلاً نسبت سنگی در زیر خاک داشته باشیم) داریم:

$$S_e' < qB \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p \text{ البته } \rightarrow \text{if } H \gg 2B \rightarrow S_e' = S_e$$

بله! واقعاً مهمه و حریف این برای عمق بیشتری از خاک مدفون باشد (D_f زیاد) ، نسبت آنی کمتر خواهد بود. البته برای عمق کمی q در این بی ها ، عمیق تر صاف تر است.

$$q = q - \gamma D_f$$

$D_f \uparrow \rightarrow q \downarrow$ (اصح نه)

$S_e \downarrow$

P/A



$$\frac{L}{B} \uparrow \Rightarrow \uparrow I_p$$

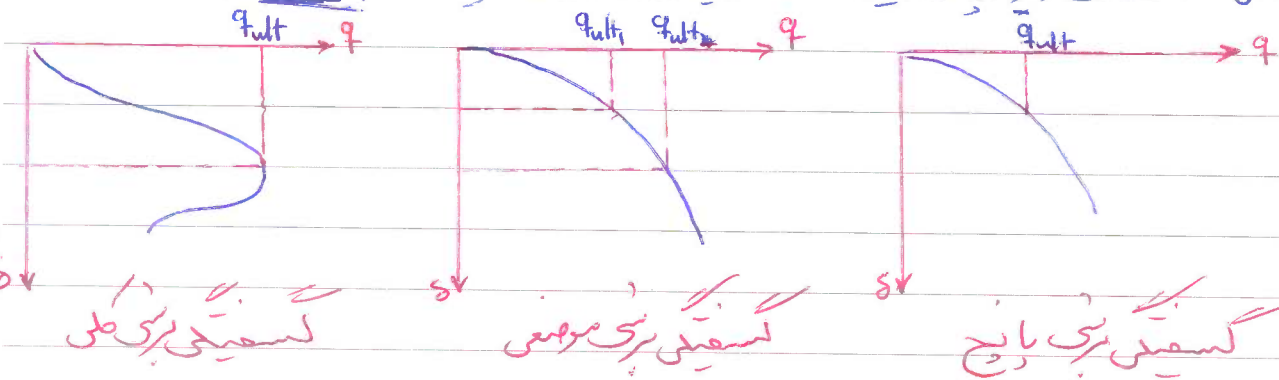
تکثیر

$$S_e = \sum q B_i \left(\frac{1 - M_s^2}{E_s} \right) I_{s_i} I_{F_i}$$

در اینجا منصف داریم:

آزمایش جابجایی صغری:

روش متداول برای تعیین ظرفیت جابجایی خاک و برای به دست آوردن نسبت آبی جابجایی در 4 مرحله و در هر مرحله معادل 25KN شیار نیز وارد می شود و این آزمایش با جابجایی ادامه پیدا می کند تا خاک زیر بار گسیخته شده و نهایت آبی در زیر سطحی به 25mm برسد.



در گسیلن زیر بار یک گسیلن ناگهانی رخ می دهد و سطح گسیلنی تا سطح زمین ادامه پیدا می کند. در گسیلن زیر بار مومنی وقتی به q_{ult} می رسیم، یعنی از خاک زیر بار گسیخته می شود. پس یک برش خواهیم داشت. و لحاظ می کنیم از آن چون مقایسه ط خاک از بین رفته است، تنش در خاک افزایش می یابد و در نهایت خاک در q_{ult} گسیخته می شود.

در گسیلن جانبی از خاک ابتدا اوس از زیر بار به مقدار q_{ult} ، خاک مقابله خود را از دست می دهد و نمودار با شیب زیاد ادامه پیدا می کند.

$$Q = q \times A + S \times P$$

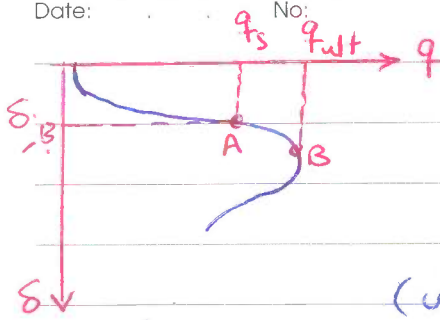
→ آزمون جابجایی
 ← جهت جانبی
 ← جابجایی
 ← جهت مقطع
 ← بار اوردن مقطع

Subject:

Date:

No:

نقطه در مورد نسبت های بزرگی:



نقطه A: این نقطه برای استت محاسبه، بر روی نمودار نقطه

می شود و نسبت منظر آن را با q_s نشان می دهند

نقطه B: این نقطه معرف وضعیت نهایی تن (قبل از سفتی)

در خاک بوده و با استتاده از آن، مقدار q_{ult} (ظرفیت بزرگی نهایی خاک) تعیین می شود.

استتاده از نتایج آزمون های بزرگی:

نسبها $\rightarrow q_f$ | اعداد درونی و تنی
 نسبتها $\rightarrow \delta_f$

مقادیر آنها $\rightarrow q_p$ | اعداد بیست آمده از آزمون های بزرگی
 نسبتها \rightarrow مسدود

الف) تبدیل نسبت ها:

نسبها $\rightarrow q_f = q_p$ | خاک های بزرگی صرفاً صلبیده
 نسبتها $\rightarrow \frac{q_f}{B_f} = \frac{q_p}{B_p}$ | خاک های ماسه ای

ب) تبدیل استت ها:

نسبها $\rightarrow \frac{\delta_f}{B_f} = \frac{\delta_p}{B_p}$ | خاک های بزرگی صرفاً صلبیده

نسبها $\rightarrow \delta_f \times \left(\frac{3.28 B_f + 1}{B_f}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{3.28 B_p + 1}{B_p}\right)^2$ | خاک های ماسه ای

نسبها $\rightarrow \delta_f \times \left(\frac{B_f + 1}{B_f}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{B_p + 1}{B_p}\right)^2$

نکته استت: اگر در مورد ضریب عکس العمل استرژمی مختلف صحبت شده بوده

$K_1 \times B_1 = K_2 \times B_2$

لغزگی ۱
 لغزگی ۲

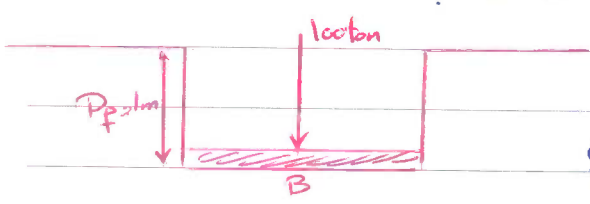
$K_f = \left(\frac{B_f + B_p}{2 B_f}\right)^2 K_s$

ضرب عکس العمل سبب:

از وضعیت توزیع فشار و نسبت در زیر می‌ها اینو نسبت نیست. اگر بخواهیم فشار و نسبت در زیر می‌ها اینو نسبت فرض کنیم، باید هیچ توزیع از خودی در می‌ها ملاحظه شود. در این حالت فشار زیر می‌ها را می‌توان به صورت زیر حساب کرد:

$$q = k_f \delta e$$

نسبت الاستیک زیر می‌ها
ضرب عکس العمل سبب



ساده‌ترین شکل رابطه بین این کوفت با کرد:

$$q = k_f \delta e \Rightarrow \frac{P}{A} - \delta D_f = k_f \delta e$$

اصول طراحی برای خاک سطحی:

برای طراحی برای آن توزیع تنش متجانس بود، ابتدا بار P که مجموع بار مرده و بار زنده است را بدون ضرب قرار می‌دهیم. پس از بررسی زیر می‌ها نسبت می‌کنیم.

$$q_{max} \leq q_{all} \Rightarrow \frac{P}{A} \leq q_{all} \Rightarrow A \geq \frac{P}{q_{all}} \rightarrow P = P_D + P_L$$

که بین ضرب

المرتوزیع و اندازه متجانس بود برای آن در اینجا مقادیر مصالح q_{max} را بدست می‌آوریم و q_{all} مقایسه می‌کنیم.

ارتفاع می (h) را چگونه بدست آوریم؟

بار P و تنش q باعث ایجاد یک سوراخ در خاک داخل در سازه می‌شود. برای جلوگیری از این اتفاق می‌توانیم ارتفاع می (h) را متوجه‌اندازی در می‌کنیم.



برای محاسبه از ترکیب برشی می باشد ارتفاع مقطع می (h) را طوری می کنیم که معادله برشی مقطع از برشی برشی ایجاد شده شبیه شود.

$V_{موجود} \geq V_{مقاوم}$

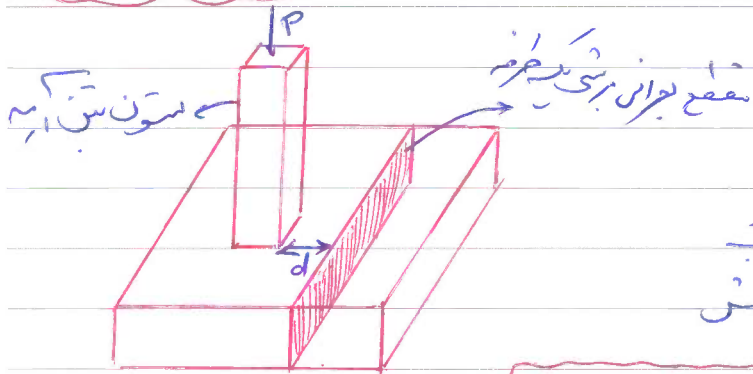
نزدیک برشی مقاوم مقطع 3

$V_c = V_{مقاوم}$

در عرض فرض می کنیم V_c نام تو سفا خود متن نامین می شود

نزدیک برشی موجود (غیر بر) مقطع:

1) خرابی برشی معمولی 3



در مقطع بحرانی برشی یک طرفه رخ می دهد که به فاصله d از ستون است. در جهت بعد بلندتر در فاصله d از مقطع بحرانی بخش در ستون معکاف فکری قرار دارد.

$d = h - e$

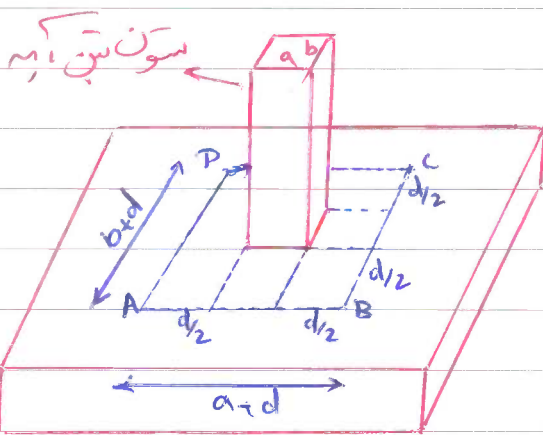
Scm ~ پوشش

فاصله سطح فوقانی تا مرکز استوارها

ارتفاع بی

2) خرابی برشی بانج:

در فاصله $d/2$ از هر دو ستون است اتفاق می افتد



نحوی حی لسی V_c (نیزوی برقی سٹیم) :

برس معمولی : $V_c = 0.2 \phi_c B d \sqrt{F_c}$

برس پانچ : $V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$

نیون (N)

$\phi_c \leftarrow 0.6$

B : بعد کوئلتر حی (برسب mm)

d : ارتفاع موثر حی $d = h - e$

\bar{A} : مساحت جانبی نامی پانچ :

ارتفاع موثر \times گوا پانچ = \bar{A}

$\bar{A} = 2 [(a+d) + (b+d)] \times d = 2d(a+b+2d)$

نحوی حی لسی V_u (نیزوی برقی ضرب مقطع) :

نیزوی برقی V_u دافتر است و از تعادل استاتیکی بہت سی آید .

نوع ۱ و ۲ حی لسی V_u بدارا حی صئیب دار استفاده نئیم .

س نیون

$q = \frac{P}{A} = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$

بار بندہ

بار بندہ

سؤال : کلونہ ارتفاع حی (h) رای سہ لئیم ۲۲

(۱) استراتس لوز برسی را ص لئیم . جا صئیب دار استفاده ص لئیم

$q = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$

(۲) از انصای کہ V_u مربوط بہ برس پانچ حیون نیز بر از V_u مربوط بہ برس لجره (معمولی) است و مقطع لجره برس پانچ را در نظر گرفته و شرط $V_u > V_c$ را برای آن تبدیل ص لئیم .

$V_u = P - q \times (a+d)(b+d) > 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$
 $V_u = P - q \times (a+d)(b+d) > V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$

از این جا d بہت سی آید .

3) پس با استفاده از d به دست آمده، اگر رابطه $V_1 > V_2$ باشد، برای تغییر برش هموس نیز برقرار باشد، d به دست آمده ضابطه است در غیر این صورت باید d را افزایش دهیم تا رابطه برعکس برقرار شود. (4) در نهایت داریم:

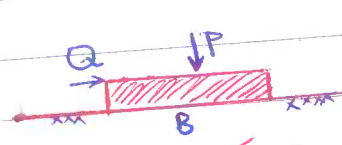
$$h = d + e \rightarrow \text{پوشش } S_{cm}$$

کلونه آرماتورها همس می باشد یعنی ρ ابتدا سطح مقطع بحرانی را می بینیم.

سطح مقطع بحرانی است
 ستون بتنی: در سمت زیر بر ستون
 ستون فولادی: فاصله $\frac{e}{2}$ از وسط ستون
 ستون آجری: به فاصله $\frac{a}{9}$ از مرکز آجری
 a : بعد ستون آجری
 e : طول لبه بیرون زده ی سطح زیر ستون

$$\frac{M}{B} = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{1}{2} \frac{\phi_s f_y A_s}{185 f_c b} \right) \rightarrow A_s = \dots$$

لغزش بین آنها سطحی:



$$F.S \text{ لغزش} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}}$$

زاویه اصطکاک بین بتن و خاک

جسبندی بین بتن و خاک

$$\Rightarrow F.S \text{ لغزش} = \frac{P \tan \delta + C_a A}{Q}$$

در اندکس بین خاک و سازه تغییر پذیری ها، دیوارها عامل و ... باید جا را سوراخ می ϕ و δ اصل) کردند

$$C_a = \frac{2}{3} C$$

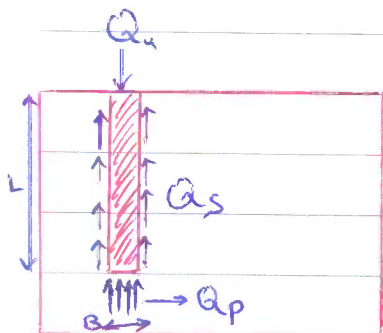
$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

عزل سوراخ‌های عمیق

کمی از می‌های سعی استفاده کنیم؟

- (1) فاب سطح بین مقاومت‌های خاکی باشد
- (2) نسبت برآورد شده جانب تحت بارهای از حد در می‌ها تجاوز نکند
- (3) نسبت اثر بارهای جانبی و uplift را در نظر قرار ندهد
- (4) اجزای سوراخ در برابر اسکله مد نظر باشد

ظرفیت باربری سطحی؟



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

مقاومت آغاسی اثری سطحی
مقاومت اصططالی

محاسب مقاومت جانبی اصططالی (Q_s)؟

هرچه سطح برآوردی 5m تا 10mm نسبت کند تنش‌ها مقدار جانبی محسوب می‌شوند

$$Q_s = P \int_0^L f_s(z) dz$$

مدال تنش مقدار جانبی روی عمق الزام
کنش سطحی

حالت 1: محاسب f_s برضای می‌دانند

$$f_s = k T_v t_g \delta$$

زاویه اصططالی سطح خاک

$$k t_g \delta = \beta$$

دقت

$$\frac{2}{3} \phi < \delta < \frac{3}{4} \phi$$

تنش مؤثر در عمق z

$$k = k_o$$

$$k = k_p$$

محل است
مؤثر β را به
ماده بند

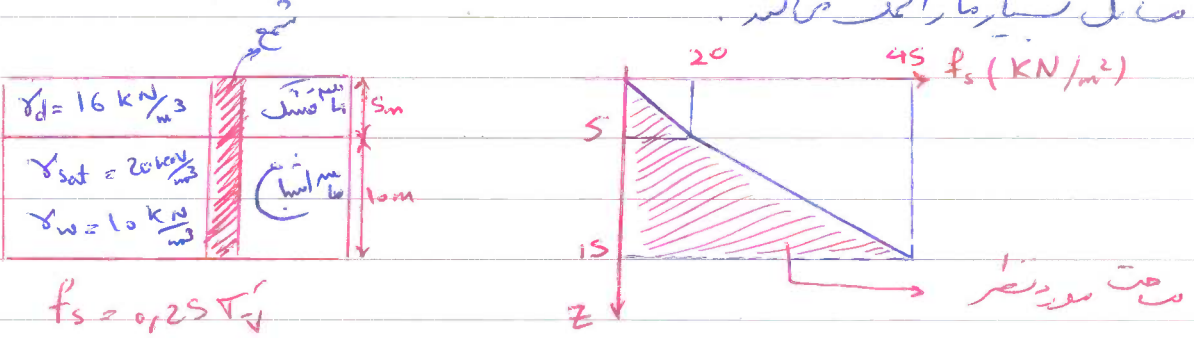
در سطح خاک (اضاعی)

در سطح خاک کوئیتی

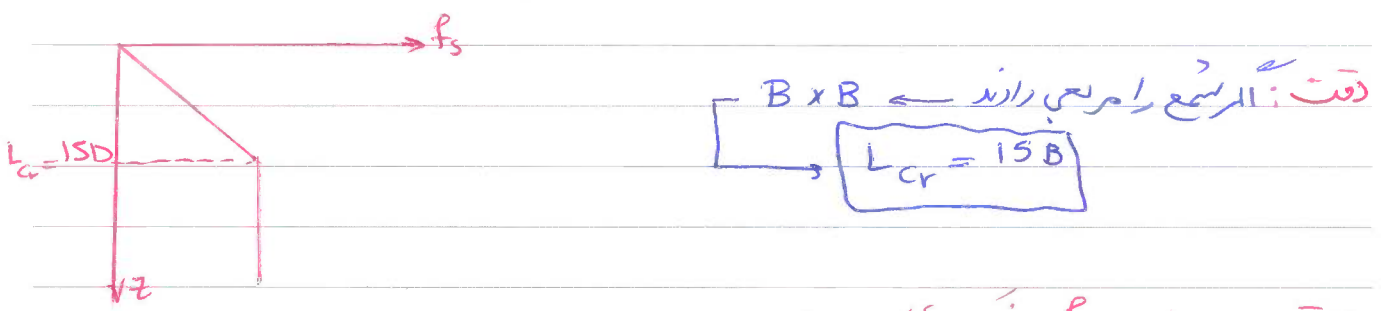
برای محاسب تنش خاک در
سنگ دارد

روش حل: ابتدا $f_s(z)$ را بر حسب z محاسب می‌کنیم و سپس در طول Q_s می‌اندازیم و انتگرال گیری می‌کنیم.

توجه: اگر بتوانیم نمودار f_s بر حسب z را رسم کنیم، سطح زیر نمودار برابر $f_s(z)$ است. در حل مسائل بسیار مارتالک می‌کنند.



توجه: تنش اصطکاک f_s در طول عمق ماسه‌ای تا طول مشخص از سطح $z=0$ (برای افزایش یافته و از آن به بعد ثابت می‌ماند). (مخاطف ما این $L_c = 15D$)
 قشر L_c



حالت 2: f_s بر حسب z در ضلع z حسیبده

ان f_s بر حسب z در ضلع z حسیبده در کوتاه مدت (روش α)

$f_s = \alpha C_u$ (تخت)

→

$Q_s = \alpha C_u PL$

α : ضریب حسیبده (ضریب حسیبده)
 C_u : معادله تجربی
 P : زغلی شده
 L : طول جمع
 PL : طول جمع در ضلع

برای محاسبه f_s رفتار صلب در بلندمدت (روشن) (P) :

از روش f_s برای حالتی که شرایطی زحمتی شده می کشی کند.

رضایت این روش :

(1) اضافه کردن جفت را - حفرتی در اطراف سطح ازین محدود.

(2) به علت دست خوردگی خاک پس ، حین گذر موقت بر این صورت است.

(3) پس از صفر شدن فشار - حفرتی مقدار تنش منراحتی روی سطح سطح معادل برابر تنش سوزن افقی حالت سکون (برسبایی k) است که قبل از کوبیدن سطح وجود داشته است.

$$f_s = k \sigma'_v + c' \phi'_R$$

ϕ'_R زاویه اصطکاک داخلی پس دست خورده در حالت زحمتی شده

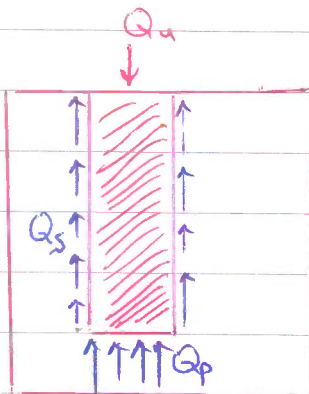
در عاری تعلیم یافته $k = 1 - \sin \phi'_R$

در پس تعلیم یافته $k = (1 - \sin \phi'_R) \sqrt{OCR}$

* مانند روش قبل می توان معیت زیر f_s را نیز می توان عا کرد.

مقاومت انتهایی سطح (Q_p) :

چون سطح در این حالت به خاک زیرین اتکا دارد نیروی Q_p به وجود می آید.



$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Handwritten annotations explaining the terms in the equation: c is cohesion, q' is effective vertical stress, N_c^* and N_q^* are bearing capacity factors, and A_p is the cross-sectional area of the pile.



الف) مقاومت اثری در شع رطوبت‌ها را بدانی؟

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

ب) مقاومت اثری در شع رطوبت‌ها صرفاً صیقلی است؟

$$\phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_c^* = 9 \\ N_q^* = 0 \\ c = c_u \end{cases} \Rightarrow Q_p = 9 A_p c_u$$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{در روش جانبی} \Rightarrow N_q^* = 0 \\ \text{در روش وسطی} \Rightarrow N_q^* = 1 \end{cases}$$

$$\text{در روش‌های وسطی و جانبی} \Rightarrow N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (\phi \neq 0)$$

نکته و مهم: Q_p در روش‌ها صریحاً جانبی و وسطی، شامل وزن شع نیز می‌شود. برای بدست آوردن مقاومت اثری حاصل از وزن شع، باید وزن شع، را از مقاومت اثری کم کنیم:

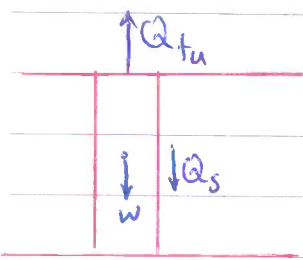
$$Q_p(\text{net}) = Q_p - W (L W')$$

خطی مهم ←

بعضی مواقع به جای وزن شع، وزن خاک هم حجم، شع از مقاومت اثری طی کسری شود:

$$Q_p(\text{net}) = Q_p - \gamma' L A_p = Q_p - q' A_p = A_p [c N_c^* + (N_q^* - 1) q']$$

توجه مهم: در این مبحث Q_{tu} نامی کنیم نیم نوک شعاع در لایه لایه های خاک است و آن لایه
 و در محاسبات Q_p حساب می کنیم یعنی N_q^* خاک نوک شعاع باید در محاسبات استفاده شود.



$$Q_{tu} = Q_s + W$$

مقاومت کشش شعاع:

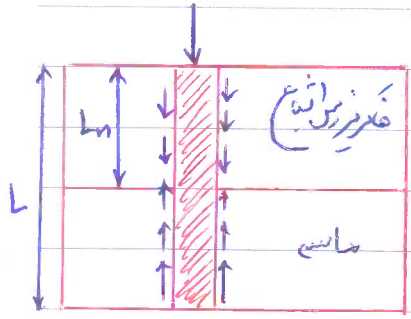
مقاومت جانبی شعاع

وزن شعاع است که در شرایط وجود آب و وزن مخصوص γ_w حساب می شود

که در این حالت هر ط را نیز تراشول شعاع فرض می کنیم.

اصطلاح منفی در شعاع ها:

الریکت شرایط خاک نیست کند و نسبت به شعاع تراشیده در آن پایین رود و در آن صورت به علت اصطکاک میان خاک و هدایه شعاع نیروی لغزش جهت حالت قبل ایجاد می شود. از این نیرو که به سمت پایین و هم جهت با بارگذاری است، اصطلاح منفی می گویند.



اصطلاح منفی به دلیل هم جهت بودن با بارگذاری، باعث کاهش ظرفیت باربری شعاع می گردد و حتی ممکن است باعث شود تا بار فاک از مقاومت خاک شعاع بشود.

اگر در لایه های پایین زمین سطح آب زیرزمینی، لایه های که شعاع در آن قرار دارد، نسبت تحلیلی خواهد داشت. پس اصطلاح منفی ایجاد می شود. اصطلاح منفی $h = h_c$ وجود ندارد.

اگر یک خاک زیررسی (اشباع) در اطراف شعاع قرار داشته باشد و این کوسیده شده امر آن در آن صورت خاک زیررسی تحت اثر وزن خود نسبت تحلیلی خواهد داشت که در خاک زیررسی اصطلاح منفی ایجاد می شود.

ی سببی نیروی اصططاط منفی در طول L_n از سطح 3

$$Q_n = \int_0^{L_n} f_n(z) P(z) dz \quad , \quad f_n(z) = K \cdot \gamma_v' \cdot t_g \delta$$

ش اصططاط رو به پایین در عمق z 1 - $\sin \phi$

گروه سطح:

برای تکیه رفتن گروه سطح از طرف هکتینی (Pile Cap) استفاده می شود.

نکته: در حساب تنش در سطح در یک طرف با هم تراول نداشته باشد، ظرفیت باربری گروه سطح مجموع ظرفیت باربری تک سطح ها می شود برابر فواهد بود اما در حساب ها تنش تراول داشته باشد، عصبه خود ردی است و ظرفیت باربری گروه سطح، صفری از مجموع ظرفیت باربری تک سطح ها فواهد بود. این عصبه همان عصبه طرایی گروه سطح است.

عصبه طرایی گروه سطح:

$$E_g = \frac{Q_{ug}}{\sum Q_{ui}} = \frac{\text{ظرفیت باربری گروه سطح}}{\text{مجموع ظرفیت باربری تک سطح ها}}$$

1) ی سبب E_g و استفاده از جامعه فله:



این روش معمولاً در خاک های صلبه طرید دارد. در این حالت ظرفیت باربری گروه سطح را برابر است با مجموع ظرفیت باربری طرهن یافته هر یک از سطح ها. برای حل باید هر تعداد سطح مورد نظر سطح ها مجاور دارد به ازای هر سطح مجاور $\frac{1}{16}$ از ظرفیت آن سطح کم کنیم.

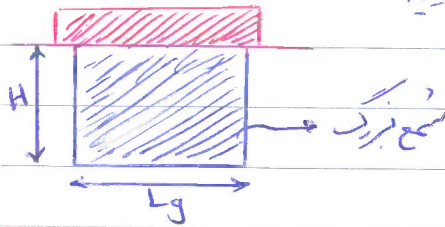
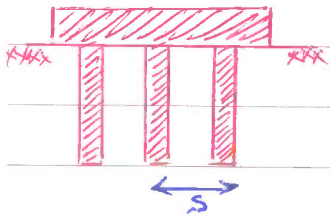
$$Q_{ug_1} = Q_{u1} - 3 \times \frac{1}{16} Q_{u1} = \frac{13}{16} Q_{u1}$$

$$Q_{ug_2} = Q_{u2} - 5 \times \frac{1}{16} Q_{u2} \Rightarrow Q_{ug_2} = \frac{11}{16} Q_{u2}$$

بعد از اینکه تمام گاهش ها را جمع کرده ایم، هر یک از آنها را با Q_{ug} نسبت می دهیم. Q_{ug} نسبت به Q_{ug} و Q_{ug} نسبت به Q_{ug} است.

② برای E_g ما زمین صاف داریم که مساحتی بلوکی است

در این حالت به فرض یک مربع، یک بلوک مستطیلی با ابعاد $B_g \times L_g$ داریم که مساحت آن $A_g = B_g \times L_g$ است.



$$A_g = B_g \times L_g$$

$$P_g = 2(B_g + L_g)$$

$$E_g = \frac{\text{ظرفیت باربری سطح زمین با ابعاد } B_g \times L_g}{\sum Q_{ug}} < 1$$

اگر $E_g > 1$ نسبت آید که حاظره ما را در این حالت $E_g = 1$ که اگر سطح ما بیش از حد به هم نزدیک باشد.

نکته مهم: اگر در صورت سوال گفته شده بود که این زمین بلوک است و ما می خواهیم با یک بار و یک بار رویش عملیات Q_{ug1} و یک بار دیگر Q_{ug2} را انجام دهیم، باید \min آن دو را بگیریم:

$$Q_{ug} = \min \{ Q_{ug1}, Q_{ug2} \}$$

3) محاسب و E_g با توجه به نوع خاک و فواصل شعاع ها گروه از هم:

فاصله مرکز به مرکز شعاع ها (R) و نوع خاک به طور مستقیم روی E_g تأثیر می گذارند.

1) ضریب طاری در خاک های سبیده:

الف) $3 < \frac{S}{D} \leq 8$: فاصله مرکز به مرکز شعاع ها D : شعاع

برای محاسب E_g با استفاده از روابط قبل، ظرفیت نهایی یک شعاع نسبت به خاک و آن در تعداد شعاع ها ضریب می ایسم.

در این حالت $E_g \leq 1$

ب) $8 < \frac{S}{D} \leq 15$

$\frac{S}{D}$	3	...	8	> 8
E_g	0.7	...	1	1

اگر $8 < \frac{S}{D} < 15$ بود اشتراک

2) ضریب طاری در خاک های رندانی:

بسی از 12 شعاع که گروه شعاع بزرگ

کتر از 12 شعاع سه گروه شعاع کوچک

$\frac{S}{D}$	2	...	6	> 6
E_g	2	...	1	1

$\frac{S}{D}$	2	...	4	> 4
E_g	1.5	...	1	1

گروه شعاع بزرگ

گروه شعاع کوچک

البرده شعاع صاف بود مانند سیم عمل شود. (3) $\frac{S}{D}$

برای $\frac{S}{D}$ میانی سه استروله

نکته جانب: در خاک های سبیده ضریب طاری کمتر از یک می باشد که با افزایش فاصله شعاع ها از هم، افزایش

حافله و سرای که برابر یک می گردد.

در خاک های رندانی ضریب طاری نیز کمتر از یک بود و با افزایش فاصله شعاع ها از هم، کاهش

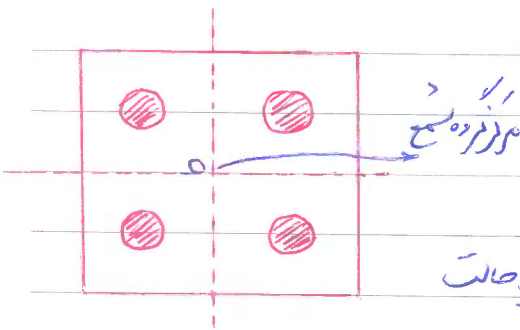
می یابد و سرای که برابر یک می شود.

گفته که بین شعاع درخت‌های دانه‌ای، سبب تراکم خاک در اطراف شعاع تا شعاعی محدود و سبب تراکم شعاع می‌گردد که این موضوع سبب افزایش مقاومت خاک و بالا رفتن اجزای بر یک گروه شعاع می‌شود.

- * درخت‌های دانه‌ای با افزایش زاویه اصطکاک داخل خاک ضریب کارایی گروه شعاع کاهش می‌یابد.
- * درخت‌های رسی برای تعیین ضریب کارایی گروه شعاع، در آنجا از ضرایب نقش مهم‌تری دارند.

حفاظت‌خانه $(E_g = 1)$ \rightarrow $E_g > 1$ از درخت‌های دانه‌ای

حلولی توزیع نیروها در حالت قرارگیری بار در مرکز گروه شعاع



اگر بار P در مرکز گروه شعاع وارد شود، کمتر تولید می‌کنند.

در این حالت $P_i = P_0 \frac{A_i}{\sum A_i}$ \rightarrow $P_i = \frac{P_0}{n}$

بارها را وصل

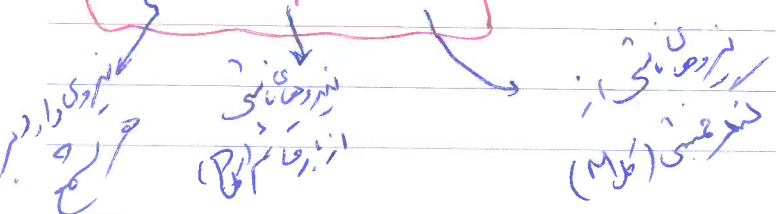
کس به نسبت از شعاع‌ها نیروها تقسیم می‌کنند \rightarrow تقدر شعاع

هر موقع خواستیم حل مرکز گروه شعاع را پیدا کنیم، شعاع‌ها را با خط به هم وصل می‌کنیم و مرکز شعاع شکل بر وجود آمده را پیدا می‌کنیم.

گروه شعاع تحت اثر نیروی متبزی P و M :

در این شرایط ابتدا P و کمتر به وجود آمده از P را به مرکز گروه شعاع جانبی می‌کنیم پس رابطه زیر را به دست می‌آوریم:

$$F_i = F_{ip} \pm F_{im}$$



الف) نیروی ایجاد شده در اثر بار متمرکز:

$$p = P \times \frac{A_i}{\sum A_i}$$

مقتضی هر سطح

اگر سطحها برابر بودند

$$F_{ip} = \frac{P}{n}$$

نیروی هر سطح

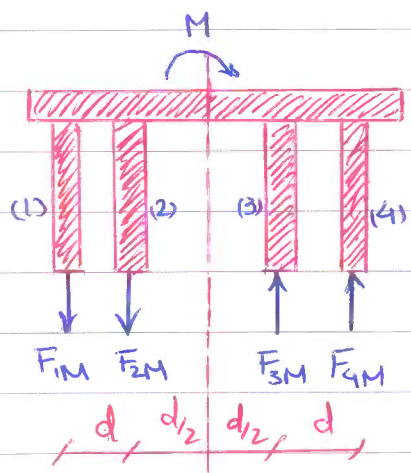
نیروی هر سطح

ب) نیروی ایجاد شده در اثر لنگر خمشی M:

$$F_{iM} = A_i \times \left[\left(\frac{M_x \times d_{iy}}{I_x} \right) + \left(\frac{M_y \times d_{ix}}{I_y} \right) \right]$$

مقتضی هر سطح

نکته مهم: وقتی لنگر خمشی در یک نیروی بین سطحها به نسبت Ad یعنی ضرب مساحت هر سطح در فاصله سطح تا مرکز ثقل شود. باید وقت کرد وقتی نیروی هر سطح را می توانیم برابر هم در دو طرف خط تقارن نیروها برعکس هستند.



EXP ابتدا رابطه بین دو نیروی F_{2M} و F_{1M} را بدین شکل:

سپس با لنگرگیری حول نقطه O (مرکز ثقله سطح)

F_M هر سطح را بر حسب M بدست می آوریم.

هدف پیدا کردن نیروی ناشی از لنگر خمشی هر سطح

بر حسب M است.

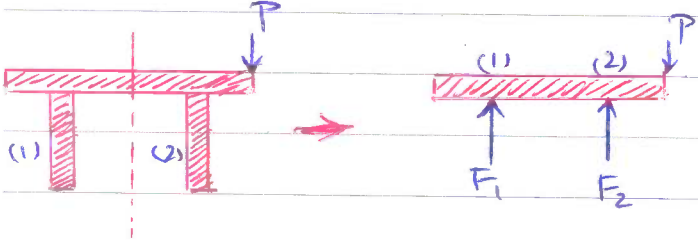
$$\frac{F_{1M}}{F_{2M}} = \frac{A_1 d_1}{A_2 d_2} = \frac{A \times 3/2 d}{A \times d/2} = 3$$

$$F_{1M} = F_{4M} = 3F_{2M} = 3F_{3M}$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M = 3F \times 3d/2 + F \times d/2 + F \times d/2 + 3F \times 3d/2$$

$$\Rightarrow M = 10Fd \Rightarrow F = \frac{M}{10d} \rightarrow F_{1M} = F_{4M} = \frac{3M}{10d}$$

پوشش قوت: اگر اسط این را داشتیم بهمانند استایق فول بد نیروی شع شع بکیرم عین مسئله ایت برعل می شود.



$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow F_2 = \dots$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_1 = \dots$$

نسبت گروه شع :

این نسبت الاستیک گروه شع :

عرض مقطع گروه شع :

نسبت الاستیک شع ملی با برابری :

$$S_g(e) = \sqrt{\frac{B_g}{D} S}$$

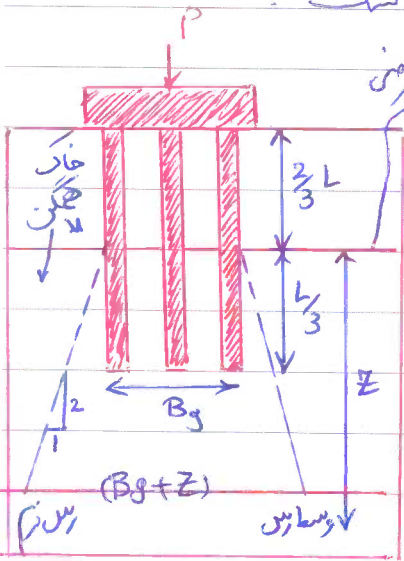
فردول وید

نسبت الاستیک گروه شع

قطر شع

ب) نسبت تقلم گروه شع :

گروه شع روی خاک قرار نگیرد که در برهه اول آن پس نرم اشباع و مورد استه باشد، در این مورد در اثر بار وارده از طرف گروه شع به خاک پس نسبت تقلم رخ می دهد در این حالت زمین صاف شود و در ضایعی با اعبار $B_g \times L_g$ با فاصلی $\frac{L}{3}$ از نوک شع قرار گرفته و بار P را خودش به خاک منتقل می کند. توزیع تنش در خاک زیر ضایعی، به روش تقریبی 2 به 1 است.



الوان خاک همگن :

در خاک ها همگن L کل طول شع است و $\frac{L}{3}$ از نوک آن در نظر می گیریم.

$$\Delta \sigma'_z = \frac{P}{(B_g + z)(L_g + z)}$$

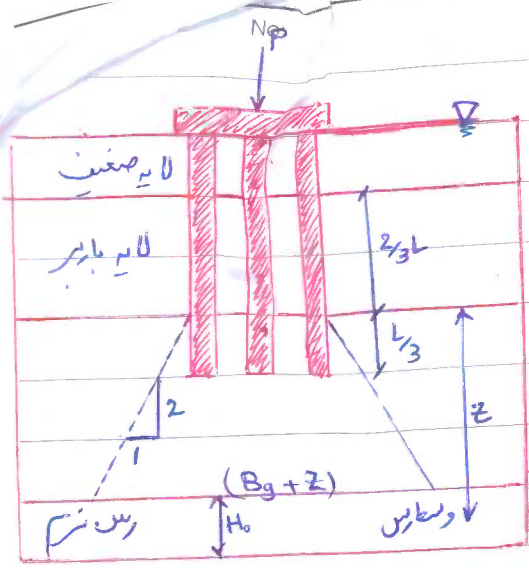
$$\Delta H = H_o \cdot m_v \cdot \Delta \sigma'_z$$

ضغمت لامین

نسبت شع ملی

بیم خاک لایه سبزی نشده :

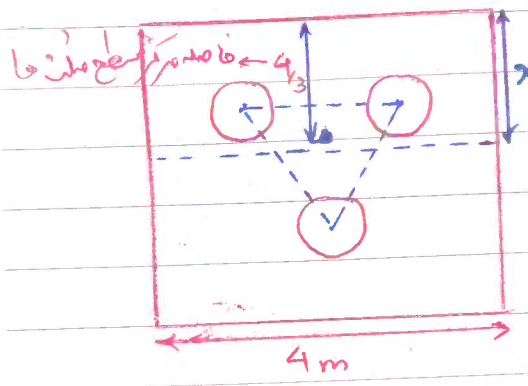
در این حالت فقط لایه بی بار برقرار
دری است به در نظر گرفته شود
لذا L طول لایه بی بار برقرار است.



$$\Delta T_z = \frac{P}{(B_g+z)(L_g+z)}$$

$$\Delta H_c = H_0 \cdot m_{\Delta} \Delta T_z$$

سؤال واقعاً مهم و وقتی در سوالی محل بار مثل 200 تنی را از بون می خواند که بنزد دریا کشع ها
کلیان در بیاید به وقت کنیم که کلا حد هم وزن دارد مثل (50 ton) و بالترکری حول
مرکز سطح مثل ایجاد شده بین کشع ها، باید لنگر ناشی از وزن کلا حد و لنگر ناشی از
بار حد بر راضی کند. (ابعاد کلا حد 4x4m)



کل لنگر بار 200 تنی مساوی x

$$M_{\text{بار}} + M_{\text{کلا حد}} = 0$$

نصف لنگر کلا حد

$$\Rightarrow 50(2 - 4/3) + 200(x - 4/3) = 0$$

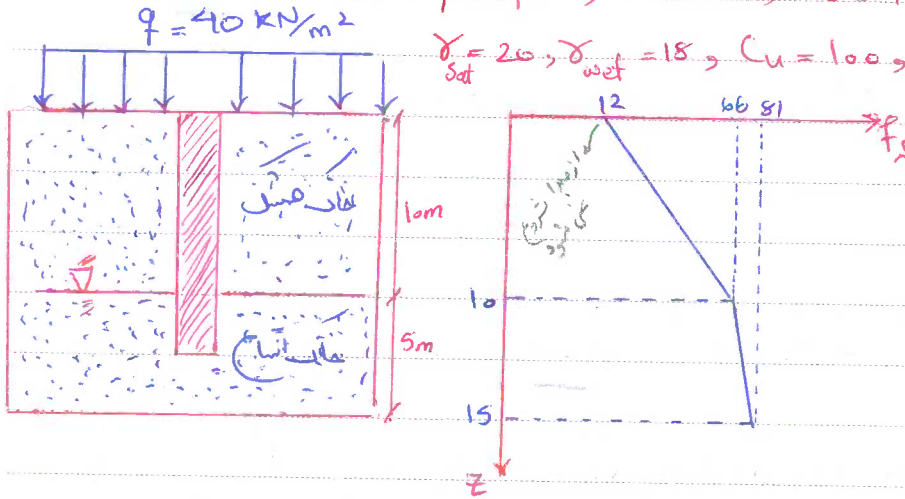
$$\Rightarrow x = 7/6 \text{ m}$$

کل لنگر بار 200 تنی اعمال شود تا سبزی
در حدی کشع ها کلیان شود

نکته: اگر در یک خاک یک سربار q قرار داده شود با سرعت برداشته مقدار z - f_s دیگر از مباحثات شروع نمی شود و باید در $z=0$ مقدار q را بتوانیم γ انتخاب کنیم.

$\beta = 0,3$ و $C = 50$ و $\delta = \phi = 30^\circ$

$\gamma_{sat} = 20$, $\gamma_{dof} = 18$ و $C_u = 100$ و $C = 50$ (داده ها) EXP

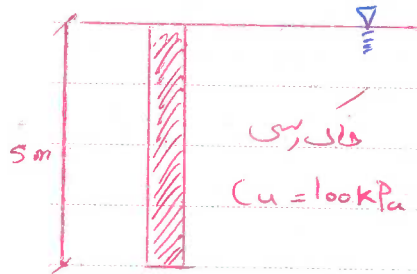


$f_s = \beta \gamma' z = 0,3 \gamma' z$

$f_s = \begin{cases} z=0 \Rightarrow f_{(s)} = 0,3 \times 40 = 12 \\ z=10 \Rightarrow f_{(s)} = (0,3)(40 + 10 \times 18) = 66 \\ z=15 \Rightarrow f_{(s)} = (0,3)(40 + 10 \times 18 + 5 \times 10) = 81 \end{cases}$

دقت: در محاسبات f_s ها q تأثیر داده شده است.

نکته: اگر در سده ای مقاومت انتهایی خالص در نوع سطح افق است و حوالی سطح را داده بودیم با سرعت برداشته کردیم برای محاسباتی وزن سطح به γ است. گنیم یعنی وزن مخصوص سطح را باید از همین γ حوالی آن را !! چون آب داریم.



حجم سطح فولادی = 7850 kg/m^3 EXP

$Q_{p(net)} = Q_p - W' = 9 A_p C_u - \gamma_s V_s$

$= 9(1^2)(100) - \left(\frac{7850 \times 10}{1000} - 10 \right) (1 \times 1 \times 5) = 557,5 \text{ kN}$

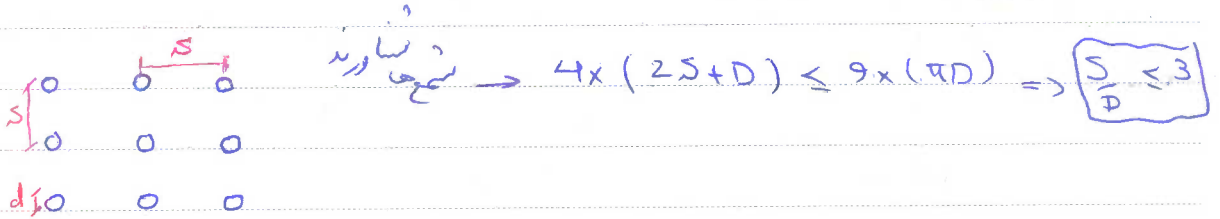


وزن مخصوص فولاد

Subject:

Year. Month. Date. ()

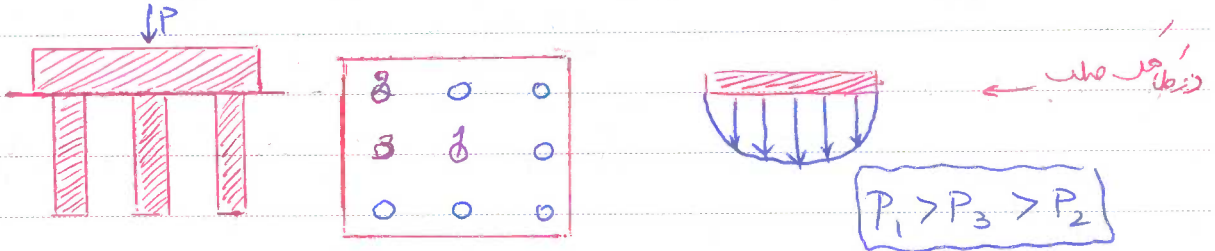
نکته تست: اگر جمع ها از نوع شماره باشند مقاومت انبردی ندارند و فقط اصطکاک همراه دارند. درصحن شرایط اگر در گروه جمع محلی بدون گسست (P) از مجموع محلی ها جمع های کلی (nD) کمتر باشد ظرفیت با بری ناشی از گسست بدون تعیین کننده است.



نکته واقعاً مهم: اگر گروه جمع فقط اتکالی باشد وقوع گسست بدونی غیر محتمل است.

نکته تکمیلی تست: اگر در سوالات نیروی محوری و نیروی طالع کوه جمع در است و طول جمع را خواست اولاً که هم از ردش جمع کلی بیرون هم بدونی. وقتی طول جمع را بدست آوردیم وقت شود که ممکن است طالع به سطح خاک رسیده باشد و باید اون تکیه ای از جمع که بالای خاک است را با طولی که بدست آوردیم جمع کنیم.

نکته تست مهم: در سوال در طالع جمع ها صلب است لذا جمع ها میان برای برقراری شرایط تست مساوی، پس شیبی را تجربه می کنند پس نیروی محوری آن ها از جمع ها کمتری شیب است.



نکته مهم: کوپه جمع باعث افزایش مقاومت انبردی جمع می شود. درصحن جمع های کوپه ای مقاومت انبردی جمع های با جابه جایی زیاد، شیب از جمع های با جابه جایی کم است.

کوپه در جمع در خاک آبی → در مورد خاک → کاهش چسبندگی

عصل چهارم: تاسیسات زیر زمینی

روش های گمانه زنی:

(1) گویال های با جاهاک های دستی (Test pits):

در این روش حفاری توسط کلبک انجام می شود. اقتصادی است. امکان اخذ نمونه های دست نخورده در دست نخورده به میزان زیاد، وجود دارد. حداکثر عمق گمانه 6m است.

(2) حفاری ستونی (Wash Boring):

در این روش یک غلاف فولادی به طول 2 تا 3 متر در خاک کوبیده می شود و از طریق سله های حفاری آب تحت فشار به سرتاسر رسانده می شود تا محصولات حفاری را بالا بیاورد. این روش ارزان است ولی نمی توان به نمونه های کاملاً دست نخورده دست یافت.

(3) گمانه زنی با استفاده از سته های مارپیچ (Auger Boring):

ساده ترین روش گمانه زنی است که هم دستی است هم ماشینی. در روش دستی نمی توان به نمونه های دست نخورده دست پیدا کرد ولی در روش ماشینی می توان دست پیدا کرد.

(4) گمانه زنی دور (Rotary Drilling):

سرتاسر جاسیم به سرتاسر حفاری نصب شده اند، با سرعت زیاد دور آورده و به محق نفوذ می کنند. این روش محدودیت اندک در عمق و گران است. به نمونه دست نخورده هم می توان دست پیدا کرد.

محق و فاصله گمانه ها:

مقدار محق گمانه ها mip دو مقدار زیر است:

(1) محق که در آن $\frac{1}{10}$ تن خالص زیر (9) بود $\Delta T_z = \frac{\Delta T_z}{9}$

(2) محق که در آن نسبت افغانه تن تمام به تن موتور خاک 0.5 بود $\frac{\Delta T_z}{\Delta T_v} = 0.5$

آزمایش‌ها صحرائی :

① آزمون نفوذ استاندارد : (SPT) :

مترادومین و اقتصادیک ترین آزمون صحرائی محسوب می‌شود نتایج این آزمون در شن درجهت ، غلظه سنگ ، پس ترا ، سلبت و خاک مخلوط شلیل شده از غلظه سنگ ، پس و سلبت همینان دقیق است . نفوذ نیز فاستقر در این روش بر کار برد است .

نکته : **معملاً ۴۴ م** از آزمون SPT ، می‌توان عدد وزن مخصوص γ_s ، تراکم نسبی D_r را در این اصطکاک داخلی ϕ و مقاومت فشاری محدود شده q_u در خاک‌ها را مقصود . همچنین مدل الاستیک خاک و تعیین ظرفیت باربری برای بعضی وسع‌ها را نیز می‌توان غیر مستقیم از SPT بدست آورد .

$$\text{ضرب} = \frac{\text{الغز عدد نفوذ استاندارد}}{\text{کین فرت نفوذ}}$$

② آزمون نفوذ مخروط (CPT) :

زاویه پیکر این مخروط 60° است . این آزمون برای تمام خاک‌ها قابل استفاده است ولی در خاک‌های گسیلی و پس سفت قابل اعتماد نیست . می‌توان از نتیجه سلبت به نام پنیومتر در این آزمون استفاده کرد و آن را در مخروط مترادومین q_u و فشار آب صغیر ای را اندازه گیری کرد . **(CPTU)** همچنین ظرفیت باربری برای خاک‌های سفتی و وسع‌ها این آزمون قابل تعیین است .

③ آزمون پهن پره (VST) :

از آن در سریع است و برای تعیین مقاومت برشی زحکشی شده در خاک‌ها پس استفاده می‌شود . پس آزمون VST شبیه آزمون σ_1 سه محور است .

این آزمون مخصوص خاک‌های سبده است و در خاک‌های درخت دانه و پس سفت کاربرد ندارد .

4) آرایش فشارسنجی یا پرسیمتری (PT) :

برای اندازه گیری عمق نفوذ در لایه های خاک با روش های مختلف می توان از آرایش های مختلفی استفاده کرد. در این آرایش می توان از مدول الاستیک، مدول ارتجاعی برشی و مقاومت برشی زحمتی نشده خاک، ظرفیت باربری نهایی خاک در لایه های مختلف، ضریب فشار، چسبندگی خاک از k_c تا k_p را تعیین می کنند.

* این آرایش برای خاک های استاندارد می شود که CPT برای آن ها مناسب است یعنی خاک های رسی نرم، سبک شخم و ماسه های ریز.

5) آرایش اسپاه اسنج تحت (DMT) :

آرایش اسپاه اسنج و آسان و مشابه PMT است و می توان هزینه تراست اساس کار این آرایش متوسم سافتن عمقا مورد نظر از طریق فشار و پوست فشار در موقعیت های متفاوت است.

* در این آرایش می توان مقادیر برشی زحمتی نشده خاک، فشارهای چسبندگی خاک با نسبت سختی تقابلی (OCR) و مدول الاستیک خاک را تعیین کرد.

6) آرایش بارگذاری صغری (PLT) :

که در قبل توضیح داده شد.

تعیین مدول الاستیک (E) ← سختی تقابلی یا بارگذاری صغری، پرسیمتری
سختی غیر مستقیم ← CPT, SPT

تعیین ضریب فشار چسبندگی خاک در حالت سلون (k_0) ← پرسیمتری
تعیین ضریب عکس العمل بستر (k_p) ← PLT ← بارگذاری صغری

لازم می دانم از جناب آقای مهندس غفاری بابت اسکن
خلاصه این درس تشکر ویژه و صمیمانه داشته باشم

**اگر این جزوه نقشی در موفقیت شما در
کنکور کارشناسی ارشد و دکتری داشت،**

لطفا ما را از دعای خیر خود

بی نصیب نگذارید.

با تشکر

مصطفی رحیمی

nce.rahimi@yahoo.com